

RUGC 2024 Le Havre-Normandie Actes de la conférence

Jean Michel Torrenti, Franck Taillandier, Tariq Ouahbi

▶ **To cite this version:**

Jean Michel Torrenti, Franck Taillandier, Tariq Ouahbi. RUGC 2024 Le Havre-Normandie Actes de la conférence. Rencontres Universitaires de Génie Civil 2024, Association Universitaire de Génie Civil, 2024. ⟨hal-04606863⟩

HAL Id: hal-04606863

https://hal.science/hal-04606863v1

Submitted on 10 Jun 2024

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



HAL Authorization

AUGC

ASSOCIATION UNIVERSITAIRE DE GÉNIE CIVIL

RUGC2024

Le Havre-Normandie

Actes de la Conférence

J.M. Torrenti

F. Taillandier

T. Ouahbi



Sommaire

Transition écologique		
Noé Brosse, Franck Taillandier, Pénélope Brueder, Patrick Taillandier	Perception et réflexion sur la nature en ville grâce aux cartes mentales dynamiques	p. 1
Abdel-Okash Seibou, Said Rahal, Abdelhak Kaci, Eliane Khoury, Céline Florence, Laure Regnaud	Performances mécaniques des mortiers de ciment bas carbone imprimable	p. 19
Nancy Hamieh, Florence Collet, Amina Meslem, Damien Rangeard, Tangi Leborgne	Effet de la masse volumique sur la conductivité thermique et la valeur tampon hygrique de blocs de terre compactée	p. 31
Thomas Schatzmayr Welp Sa, Sandrine Marceau, Clément Piégay, Philippe Glé, Fouad Laoutid, César	Influence of fire treatment on acoustic performances of vegetal wools	p. 42
Rina Bitar, Nicolas Youssef, Julien Chamoin, Fadi Hage Chehade, Didier De	Optimisation énergétique simultanée de systèmes de chauffage par contrôle prédictif multizone – application à un bâtiment résidentiel	p. 51
Guillaume Delannoy, Frédéric Becquart, Liselotte Tinel, Christelle Huguet, Stéphane Lepochat	Etude des possibilités de fin de vie du béton de chanvre	p. 62
Gilles Escadeillas, Nathalie Kouta, Jean Ostrovsky	Qualification de bétons bas-carbone destinés aux CMC par approche performantielle	p. 73
Annabelle Phelipot-Mardelé, Christophe Lanos	Optimisation de la formulation de ciments sursulfatés	p. 83
Khaoula Mebrek, Rachid Cherif, Abdelkarim Aït-Mokhtar, Mathieu Lemaire	Study of carbonation kinetics of a recycled sand	p. 95
Mathilde Betremieux, Yannick Mamindy-Pajany	Traitement électrocinétique : contrôle et enrichissement sélectif d'éléments traces dans des sédiments fluviaux	p. 104
Ana Laura Berger Cokely, Rafik Bardouh, Sofiane Amziane, Evelyne Toussaint, Grégory Mo	Influence des bioressources sur l'hydratation des liants minéraux et la résistance à la compression des bétons végétaux	p. 117
Séverine Latapie	Matériaux terre crue-granulats végétaux: prédiction de la conductivité thermique par modélisation multi-échelle	p. 126

Eco-Matériaux		
Agathe Bourchy, Jean Michel Torrenti, Gael Le Bloa	Application de la maturométrie au cas des bétons bas carbone en bâtiment	p. 137
Meriem Guessoum, Fouzia Khadraoui-Mehir, Daniel Chateigner	Étude expérimentale d'un béton autoplaçant incorporant des déchets recyclés: Rhéologie et performances mécaniques	p. 148
Sarah Nassar, Zoubir Mehdi Sbartaï, Jacqueline Saliba, Nadia Saiyouri	Résistivité électrique spectrale de BTC non stabilisés à base de sédiments de dragage - effet de la contrainte de compaction	p. 160
Guy Oyéniran Adeoti, Marx Ferdinand Ahlinhan, Peace Sèna Hounkpe, Joël Arsène Mahougnon Cakpo, Eric Adéchina Alamou, Edmond Codjo Adjovi	Substituer le ciment par des cendres de balles de riz en construction routière	p. 169

Joëlla Dossa, Jonathan Page, Yannick Vanhove, Chafika Djelal	Influence de la substitution du filler calcaire par des cendres volantes de biomasse dans les pâtes pour les bétons autoplaçants	p. 181
Alain Kamdem Mbopda	Etude comparative de l'effet du liant sur la durabilite des betons de sol a base de sable argileux et de laterite	p. 194
Fares Bennai, Mahdia Hattab, Yanzheng Ding, Mohamad Jrad, Julien Guyon	Identification tridimensionnelle du réseau poreux d'une argile par imagerie FIB-MEB.	p. 204
Paul Vergonjeanne, Thomas Parent, Stéphane Morel, Robert Leroy, Thierry Ciblac	Caractérisation expérimentale en compression/cisaillement de triplets en pierre à joint courbe	p. 215
Girerd Manon, Plé Olivier, Prime Noémie	Comportement multifonctionnel de parois Complexes géo et bio-Sourcées (ANR PACS+)	p. 229
Laila Benbahloul, Jonathan Page, Chafika Djelal, Mohamed Waqif	Formulation d'un liant alcali-activé pour des blocs de construction biosourcés	p. 240
Soizic Gibeaux, Thibaut Lecompte	Mini revue de littérature sur les performances thermiques des isolants biosourcés et leur impact sur la qualité de l'air intérieur	p. 251
M. Fellah, S. Ouhaibi, N. Belouaggadia, K. Mansouri	Étude sur l'Optimisation de l'épaisseur des Couches d'Aérosil et Amélioration par Cavité d'Air dans l'Isolation des Murs des Bâtiments au Contexte Climatique Marocain	p. 267
Faiza Farah Omar, Said Taibi, Benoit Duchemin, Sanae Azzaye	Blocs de terre comprimée (BTC) bio-sourcé pour le milieu tropical de Djibouti	p. 283
Amira Mansour Khodja, Javad Eslami, Prosper Pliya, Souhila Rehab Bekkouche	Valorisation du Marc de café avec des déchets de terre cuite pour des applications géotechniques	p. 293
Mohamed Afif Zeggar, Walid Maherz, Sebaibi Nassim, Mahfoud Benzerzour, Nor-Edine Abriak	One-part geopolymer-based sediment with a single solid activator under ambient curing conditions	p. 303
Xingxing Qi, Nicolas Gay, Jean-Philippe Carlier, Yun Jia, Matthieu Briffaut	Experimental Investigation of Coupled Hydro-mechanical Behavior of Geomaterials Interfaces	p. 313
Youssef Shamas, H. C. Nithin, Vivek Sharma, Jeevan S. D., Sachin Patil, Saber Imanzadeh, A	Raw Earth Concrete: Effect of Formulation on the Toughness	p. 326
Oumayma Bahou, Brahim Ismail, Naima Belayachi	Behaviour of a protective coating for bio-based materials used for energy rehabilitation regarding salt attack	p. 336
Julien Chamoin, Maelys Tamboise, Benjamin Legrand, Mathilde Bétrémieux	Etude préalable au développement d'une méthode d'écoconception du mycomatériaux pour les bâtiments	p. 346
Jordan Tadonbou, Prosper Pliya, Anne-Lise Beaucour, Paulina Faria, Albert Noumowe	Influence de la composition du mortier de terre crue sur son comportement à haute température	p. 360
Imane Gharbage, Ferhat Benmahiddine, Nassim Sebaibi	Analyse de l'influence de la teneur en eau et des agrégats végétaux sur le phénomène de retrait dans des blocs de terre crue -	p. 371
Khawla Boussai, Walid Maherzi, Nor-Eddine Abriak, Noureddine Hamdi	Utilisation des plans de mélange pour l'optimisation de granulats légers à base d'argile et de marc de café -	p. 381

Matériaux		
Dania Kabalan, Amandine Célino, Frédéric Grondin, Emmanuel Rozière	Test d'arrachement de polymères renforcés de fibres : influence de la carbonatation du support	p. 394

Yu Sun; Jean-Philippe Carlier, Thomas Rougelot, Yun Jia	Numerical investigation on the influence of inclusion shape on concrete drying shrinkage fracture behavior	p. 404
Théodore Gautier L.J. Bikoko, Jean Claude Tchamba	Investigation into the quality of cements sold in Cameroonian market	p. 415
Kilesh Jaunkeypersad, Johan Colin, Adrien Poupardin, Jena Jeong	Influence of the geometry of recycled concrete aggregates on the carbonation process in an open system	p. 426
Syed Yasir Alam, Safae Berrabeh, Anthony Soive, Ahmed Loukili	Modelling chemo-mechanical degradation due to external sulphate attack in cementitious materials	p. 440
Mohammed Siline, Abderahim Charif, Boumediene Mehsas	Effect of fineness variation on the chemical reactivity of Metakaolin	p. 452
Salma Es-Satte, Ahmed Loukili, Syed Yasir Alam, Jean-Michel Torrenti	Vers une Méthodologie d'Ecoconception des Poutres Multicouches en Béton	p. 463
Armita Obaei, Javad Eslami, Anne-Lise Beaucour, Dashnor Hoxha, Albert Noumowe	Étude du Comportement Thermomécanique des Murs en Maçonneries de Pierres Calcaires	p. 475
Suzanne Le Thierry, Thomas Duval, François Jacquemot	Déformations immédiates et différées de bétons à forte teneur en additions cimentaires	p. 487
Tarek Ihaddadene, Jérôme Claverie, François Bignonnet, Ouali Amiri	Détermination des coefficients de diffusion dans les C-S-H par dynamique moléculaire	p. 505
Abcael R. S. Melo, Madson L. Souza, Bruna T. M. Fideles, Lucas F. A. L Babadopulos	Influence of partial replacement of cement by glass waste on rheological properties of self- compacting mortars	p. 515
Ouazri Marouane, Maherzi Walid, Lesueure Didier, Khouchaf Lahcen	Etude de l'homogeneisation de filler calcaire dans le bitume	p. 525
Atmane Katti, Tariq Ouahbi, Armelle Jarno, Saber Imanzadeh, Said Taibi	Béton de terre coulée et stabilisée : Procédés de mise en œuvre et propriétés mécaniques	p. 534
Abdelhamid Hafidi, Benoit Hilloulin, Ilhame Harbouz, Ahmed Loukili, Ammar Yahia	Utilisation de l'intelligence artificielle pour l'optimisation multi-critères des bétons autoplaçants	p. 540
Lara Saad, Mahfoud Tahlaiti, Mustapha Nouri, Mustapha Nouri, Abdelhafid Khelidj	Analyse de l'Influence des Caractéristiques du Sable Recyclé sur les Propriétés Rhéologiques du Béton Autoplaçant par la Méthode du Mortier de Béton équivalent	p. 553
Isabelle Gerges, Faten Abi Farraj, Nicolas Youssef, Fadi Hage Chehade, Emmanuel A	Concepts for designing a 3d printable mortar mix	p. 567
Matthieu Briffaut, Zhibo Duan, Nicolas Gay	Effect of thermal aging on shear strength of concrete-epoxy interface in extreme moisture conditions	p. 582
Quentin Nestelhut, Sandrine Braymand, Othmane Bouchenafa, Fouad Boukhelf, Céline Florence	Vers une démarche de valorisation des fines de bétons recyclés dans des liants hydrauliques : Effets de leur procédé d'obtention sur leurs propriétés.	p. 592
Hiba Zaioune, Ivelina Ivanova, Cheikhna Diagana, Samy	Experimental and numerical investigations of RC corbels strengthened by CFRP under cyclic loading. Mezhoud, Jules Assih	p. 606
Paulo Claude, Philippe Turcry, Marion Vouzelaud, Jonathan Mai-Nhu, Thomas Pernin, Bruno Hu	Piégeage du CO2 par carbonatation de granulats recyclés : modélisation de l'influence de la taille et de l'état hydrique à l'échelle d'un grain	p. 616
Farah Kaddah, Jérôme Lux, Philippe Turcry, Ouali Amiri, Emmanuel Roziere, Harifidy Ran	Piégeage du CO2 par carbonatation de granulats recyclés : étude expérimentale de la répartition spatiale des carbonates formés sur granulats « modèles »	p. 628

Structure		
Plassiard J.-P., Jaafari C., Durif S., Meynadier O., Capel N.	Effect of adding a CLT storey on the seismic vulnerability of an existing reinforced concrete 10 storeys building	p. 640
Louis Collin, Fabrice Gatuingt, Cédric Giry, Guillaume Hervé-Secourgeon	Establishing a test-calculation dialogue for shear tests on masonry triplets.	p. 651
Mohammad Abdallah, Hugues Somja	Shear and ductility assessment of a prefabricated thermal break system for internally insulated buildings	p. 663
Adham Al Rahim	Caractérisation expérimentale et analytique du comportement en flexion d'un plancher innovant mixte bois-béton avec une connexion ductile par encoches	p. 675
Haider Ehssan Al-Laban	Development of the seismic performance for castellated beams to CFT columns with welded connections -	p. 686
Zaafouri Saleh, Jaafari Chaimaa, Durif Sébastien, Bouchair Abdelhamid, Audebert Maxime, Jurkiewiez Bruno.	Numerical and analytical determination of the CLT panel width needed for the development of demountable and efficient steel/CLT slim floors	p. 696
Tiffany Desbois, Marc Labegorre, Pascal Lijour, Benoit Thauvin	L'Analyse du Cycle de Vie des infrastructures portuaires : cas d'étude d'une construction de quai	p. 707
Zemam Sajid, Jrad Mohamad, Mathieu Norman, Bumbieler Frédéric, Hattab Mahdia	Comportement d'une coque confinée sous pression externe - Etude expérimentale	p. 717
Riad El Hamoud, Philip Alkhoury, Mourad Aït-Ahmed, Abdul-Hamid Soubra, Franck Schoefs, Rabih Dib	Atténuation des vibrations et de la fatigue d'une éolienne offshore flottante de type barge de 5 mw sous des charges de vent et de houle stochastiques	p. 727
Lara Kachouh, Chaimaa Jaafari, Sébastien Durif, Abdelhamid Bouchair	Effect of concrete inter-blocks spacing on the mechanical behavior of demountable steel-concrete floors under flexure	p. 744
Antoine Bereyziat, Maxime Audebert, Sébastien Durif, Abdelhamid Bouchaïr	Approche expérimentale et modélisation du comportement mécanique de poutres mixtes acier-bois fléchies	p. 755
Grégoire Corre, Quentin Henry, Philippe Magaldi, Timothée Santagostini, Gaspard Fourestier	DIKWE : protection portuaire et énergie houlomotrice	p. 766

Modélisation		
Pierre Morenon, Alain Sellier, Etienne Grimal, Romain Tajetti, Philippe Kolmayer	Modèle cohésif frottant anisotrope 3D pour le calcul homogénéisé des ouvrages maçonnés	p. 776
Donald Houemavo, Tariq Ouahbi, Yvette Tankpinou, Saïd Taibi	Chaussées souples à assise en matériaux latéritiques : Modélisation de la déflexion par la méthode des éléments finis	p. 787
Berredjem Layachi, Ali Boulemaredj, Ab; Saifi Amel, Sa, Lakhal Ridha, Lr	Prédiction des performances acoustiques de cloisons de différentes configurations à l'aide du logiciel INSUL	p. 797
Lina BASSIL, Khaled TAWIL, Abdelhamid BOUCHAIR, Sebastien DURIF	Modélisation de la connexion de cisaillement dans les structures mixtes acier-béton	p. 806
Lynda Amel Bouayed	Recyclage , PVC, mortier, essais mécaniques, Modélisation sous ABAQUS	p. 818

Environnement		
Zhengtian Yang, Mahdia Hattab, Mohamad Jrad	Desiccation shrinkage process in clayey soils experimental analysis from digital image correlation	p. 826
Mohamed Amine Es-Soufi, Nadia Saiyouri, Arnaud Lafourcade, Jacqueline Saliba	Effets de la dessiccation sur le retrait et la fissuration des sols argileux sous chaussée	p. 837
Sylvie Yotte, Rémi Tautou, Jean-Denis Lanvin, Ion-Octavian Pop	Suivi de la fissuration d'une poutre bois par LIDAR	p. 847
Elias Daïch, Mélanie Vah, Armelle Jarno, François Marin	Reconstruction de courbes granulométriques à partir d'un scanner à plat	p. 857
Richard Indombe Amba, Nasre-Dine Ahfir, Abdellah Alem, Tariq Ouahbi, Anne Pantet, Christophe Justino, Olivier Madec, Philippe Gotteland	Filtration tangentielle de la boue bentonitique dans un sol	p. 870
M.A. Mahi, F. Becquart, R. Zentar, A. Sadok, T. Gaudron	Caracterisation physico-geotechnique de terres excavées issues du projet du grand paris express	p. 881

Physique Du Bâtiment		
Mohamad Achour, Emmanuel Roziere, Francois Bignonnet, Ouali Amiri	Approche multi-échelle de caractérisation des propriétés de transfert en fonction de la morphologie des matériaux cimentaires	p. 894
Mohamad Daher, Xavier Brunetaud, Kévin Beck	Etude de la désaturation par séchage de pierres calcaires poreuses par mesure des déformations et de la résistance électrique	p. 905
Andrea Cavallari, Hugues Somja, Fekri Meftah1, Piseth Heng Et Mohammad Abdallah	Comportement thermique d'une paroi béton isolé par l'intérieure sous actions climatiques réelles	p. 916
Habib Jalili, Tariq Ouahbi, Joanna Eid, Said Taibi, Ichrak Hamrouni	Micro-capillary condensation/evaporation by critical relative humidity	p. 929
Florence Collet, Saliha Benkhalla, Sana Khaled, Nancy Hamieh, Marjorie Bart, Amina Me	De l'évaluation expérimentale à la simulation du comportement hygrothermique à l'échelle d'une brique de béton de chanvre	p. 939
Aya Rima, Laurie Lacarrière, Alain Sellier, Minh-Ngoc Vu	Modélisation du transfert hydrique dans les géomatériaux : Application à un tunnel en béton soumis à la fois au séchage et à une surpression de liquide	p. 951

Aménagement et Patrimoine		
Emma Girot, Frédéric Cherqui, Corinne Curt, Franck Taillandier, Pascal Di Maiolo, Sylvie	Tous les chemins mènent à la gestion patrimoniale des solutions de gestion intégrée des eaux pluviales : comment votre recherche peut alimenter la nôtre !	p. 961
Phi Minh-Nhat, Florence Céline, Blaise Sola, Gobin Christophe	Demountable Buildings: Solution for trend of transformation in construction and challenge	p. 972

Higoun Abdelmalek, Amamra Mohamed Amine, Nouredine Bourahla	Structural and Material Identification of Historic Monuments through AI-based Photogrammetry and Ambient Vibration Testing	p. 984
Mohamed Ammami, Franck Allain, Cyril Jamet, Benjamin Capon, Anne Pantet –	Le Havre, première ville architecturée en béton armé : rénovation/restauration/réhabilitation	p. 994

Poster		
Théodore Gautier L.J. Bikoko, Jean Claude Tchamba	Review on the mechanical performances of calcined and uncalcined laterite based-geopolymer binders	p. 1004
Sidkeita Aissa Nacanabo, Youssouf Koussoube, Nadjibou Abdoulaye, Mohamed Ammami, Tariq Ouahbi	Risques environnementaux potentiels des barrages miniers en contexte semi-aride de socle du Burkina Faso	p. 1014
Razki Syrine	Expansion due to crystallization pressure in ASR development: combining thermodynamic modelling and micromechanics	p. 1026
Lexiane Phan, Rime Chehade, Myriam Bahrar, Antonin Fabbri, François Streiff, Nassim Sebaibi	Potentialités de l'impact de la bauge et de la terre allégée sur la qualité des ambiances d'un bâtiment prototype	p. 1036
Fatima Zahraa Kachkouch, Aurélie Fabien, Arnaud Perrot, Pauline Bouhier	Optimisation de la rhéologie d'écoulement pour l'extrusion d'Anthropocite	p. 1046
Tarek Chiker, Hichem Alioui, Salima Aggoun	Experimentation on limestone powder in ternary sets of alkali-activated slag/waste glass powder	p. 1057
Théodore Gautier L.J. Bikoko, Jean Claude Tchamba	Assessment of the physical properties of cements sold in Cameroonian market	p. 1065
Marie Thérèse Marame Mbengue, Adamah Messan, Anne Pantet	Des altérites aux latérites : comment les caractériser ?	p. 1075
Mehdi Moahammed	Caractérisation acoustique d'un trou circulaire le long de l'axe d'un cylindre doublement poreux.	p. 1085
Aghiless Yahmi, Mustapha Nouri, Mahfoud Tahlaiti, Abdelhafid Khelidj, Charlène Ra	Évaluation par carte mentale du potentiel de réemploi du bois lamellé-collé	p. 1095
Moustafa Eid, Pierre Marechal, Ahmed Benamar	Caractérisation ultrasonore de suspensions solides dans un fluide visqueux	p. 1111
Haddad O., Kaci S., Messaoudi F.	Effet des granulats en caoutchouc sur les propriétés Rhéologiques et Mécaniques des matériaux cimentaires	p. 1126

Transition écologique

Perception et réflexion sur la nature en ville grâce aux cartes mentales dynamiques

Noé Brosse[1], Franck Taillandier[1], Pénélope Brueder[1], Patrick Taillandier[2,3,4]

[1] *INRAE, Aix Marseille Univ, RECOVER, Aix-en-Provence, France*

[2] *INRAE, Toulouse Univ, MIAT, Toulouse, France*

[3] *IRD, Sorbonne Univ, UMMISCO, Bondy, France*

[4] *Thuyloi Univ, ACROSS, Hanoi, Vietnam*

RESUME La nature en ville est une solution de plus en plus invoquée dans l'aménagement urbain pour répondre à plusieurs enjeux du changement climatique. Cependant, le concept de « nature en ville » est complexe et ambigu. Il est avant tout un construit social et psychologique. Nous chercherons dans ce travail à questionner les représentations de la nature en ville et à susciter une réflexion des citoyens sur ce concept, ce qu'il représente, et comment il peut répondre ou non à des enjeux urbains et en lien avec le changement climatique. Pour cela, nous proposons de passer par une démarche innovante combinant carte mentale et simulation via le recours aux cartes mentales dynamiques. Nous avons proposé un nouveau modèle appelé Cité_Jardin qui est utilisé dans le cadre d'ateliers participatifs. Nous avons testé la démarche et l'outil lors d'ateliers réalisés à Aix-en-Provence. Les résultats démontrent que les ateliers et les outils déployés ont permis aux participants une prise de conscience des enjeux de la nature en ville, mais aussi ont augmenté la volonté de s'engager sur cette question au sein de leur ville, tout offrant un corpus de données très riche à analyser pour les chercheurs.

Mots-clefs Aménagement urbain, Carte mentale, Modèle Agent, Nature en ville, Atelier participatif

Modalité de présentation Présentation orale

I. PREAMBULE

Cet article est le fruit d'un travail pluridisciplinaire associant génie civil, géographie, sociologie, psychologie sociale de l'environnement et informatique. En cela, il adopte une posture originale par rapport aux travaux classiques de sciences de l'ingénieur. Il permet de poser les bases d'une réflexion aux carrefours des disciplines sur la question de la nature en ville, qui est par essence un concept hybride, couplant la ville et le bâti d'une part, avec l'environnement non humain et la nature d'autre part. Bien qu'original pour un congrès tel que les Rencontres Universitaires de Génie Civil, nous espérons que ce sujet et ce travail sauront questionner et faire réfléchir les chercheurs en Génie Civil, apportant un nouvel éclairage sur des objets qu'ils peuvent être amenés à étudier.

II. INTRODUCTION

Les villes sont impactées par de nombreux aléas climatiques (inondation, canicule, sécheresse, etc.) ainsi que par des aléas anthropiques (pollutions de l'air, bruit…). Le changement climatique et l'urbanisation induisent tout à la fois un accroissement des risques en lien avec ces aléas et des pressions sur les écosystèmes. Une réponse de plus en plus mise en avant pour répondre à ces enjeux est le concept de « nature en ville ». Il a en effet été démontré que des éléments de nature pouvaient avoir des effets positifs sur les îlots de chaleur (Sahani et al., 2023), sur les inondations et les sécheresses par la désimperméabilisation des sols (Dąbrowska et al., 2023), sur le bruit urbain (Van Renterghem et al., 2023), etc. En plus de ces effets, la nature contribue à améliorer le cadre de vie urbain (Giannico et al., 2021) et a en général un impact environnemental positif (apport de biodiversité (Donati et al., 2022), continuité des espaces de natures (Clergeau, 2007)… Pour autant la nature en ville a aussi ses inconvénients (Venter et al., 2023) : emprise foncière, manque d'équité sociale, gentrification et paupérisation, prolifération de nuisibles (moustiques, rats…), perception pas toujours positive des populations notamment pour les espaces de nature non contrôlés (par exemple les friches renaturées).

Au-delà même des inconvénients et avantages de la nature en ville, il y a déjà une première question qui peut se poser, fondamentale et pourtant souvent éludée dans les réflexions d'aménagement : qu'est-ce que la nature en ville ? Le Larousse[1] donne 9 définitions pour la notion de nature ; parmi celles-ci, on peut noter : « *3. Ensemble des principes, des forces, en particulier de la vie, par opposition à l'action de l'homme.* » et « *4. Ensemble de ce qui, dans le monde physique, n'apparaît pas comme (trop) transformé par l'homme (en particulier par opposition à la ville).* ». La nature est une notion polysémique complexe et ambiguë parce qu'elle est à la fois « objet et idée » (Roussel et al., 2020) : objet, parce qu'elle renvoie à une réalité concrète (vivant, non-humain, univers...) ; idée, parce qu'elle dit avant tout quelque chose du rapport des humains au monde. Sa définition en tant qu'élément objectif pose problème ; à l'ère de l'Anthropocène, entendu comme un moment de l'histoire de la Terre où le principal facteur de changement est l'humain, il ne reste plus d'espace de nature n'étant pas marqué par son empreinte. Il faut alors s'orienter vers une nature hybridée (Latour, 2010), car « *le gradient de naturalité n'atteint jamais la note cent et ne descend pas souvent à zéro* » (Lecomte, 1999). En acceptant le fait que toute nature est hybridée, alors faire la distinction entre ce qui est nature et ce qui ne l'est pas relève d'un construit social, de la relation imaginée d'une société avec son environnement (Moscovici, 1999). Cela est d'autant plus fort dans un espace aussi anthropisé que la ville. On peut alors s'interroger sur ce qui fait la spécificité de la nature en ville. Au-delà de sa continuité avec la nature hors de la ville, elle a des caractéristiques propres, ne serait-ce que parce qu'elle est tributaire d'un environnement fortement conditionné par les activités humaines et ses externalités (pollution de l'air, imperméabilisation des sols, fragmentation du substrat terreux, réchauffement local...) mais aussi par les choix d'aménagement et la demande sociale en nature (ou d'un certain type de nature) (Kowarik, 2011).

Pour comprendre ce que peut être la nature en ville et son rôle au sein du milieu urbain, il semble ainsi nécessaire de prendre en compte ce que les habitants considèrent comme telle et comment ils se la représentent (paysage ou flux, niveau d'intervention humaine, rôle social, impact

[1] https://www.larousse.fr/dictionnaires/francais/nature/53894

sur les enjeux environnementaux…). Toutefois, l'enjeu de ce travail n'est pas simplement de connaître les représentations de la nature, mais aussi, et surtout de faire émerger une réflexion sur la nature en ville. Pour cela, il faut non seulement interroger les représentations, mais aussi donner des éléments d'objectivation, permettant de replacer ces éléments de nature perçus dans un cadre d'évaluation scientifique (physique, biologique, etc.). Nous posons l'hypothèse qu'en faisant croiser connaissances personnelles, perceptions et savoirs scientifiques, il est possible de créer un espace de discussion permettant des échanges et des réflexions sur la question de la nature en ville. L'enjeu d'un tel échange n'est pas une passation descendante du sachant (le scientifique) au profane (le citoyen), mais de nouer un dialogue permettant de dépasser le cadre des idées reçues et les biais de perception (qui peuvent être autant l'apanage du scientifique que du simple citoyen). Pour cela, nous proposons une démarche et des outils originaux, croisant des ateliers de réflexion, la carte mentale dynamique et un modèle de simulation de la nature en ville. Dans la partie suivante, nous exposerons les différentes méthodes mises en œuvre dans ce travail (carte mentale dynamique, modèle agent de simulation de la nature en ville et atelier de réflexion). Après cela, nous rendrons compte des expérimentations menées en utilisant ces méthodes.

II. METHODE

A. Carte mentale dynamique

Une carte mentale est une représentation de l'espace, ou d'éléments spatialisés, par un individu. C'est donc une représentation subjective d'un espace. Cet outil, mentionné pour la première fois dans les années 60 (Lynch, 2008), est utilisé dans différentes champs disciplinaires (Dernat et al., 2018) pour étudier des sujets variés : la capacité à se situer, la représentation que l'on a d'un espace, analyser les opinions, les connaissances et les croyances autour des éléments dessinés, questionner les usages et les fréquentations (Le Lay, 2016). Il existe un lien fort entre celui qui dessine (son milieu socioculturel, son statut socio-économique, ses expériences, son usage et sa connaissance des lieux) et la carte dessinée ; une représentation est tout autant le portrait d'un lieu que de celui/celle qui la dessine (Griffond-Boitier et al., 2022). Les cartes mentales ont fait l'objet de nombreuses applications. Sans être exhaustif, on pourra citer des applications relatives à l'aménagement agricole (Ogundiwin, 2023), aux risques environnementaux (Saqalli et al., 2020) et à la submersion marine (Elineau et al., 2021). Pour l'étude de la nature en ville, peu de travaux sont référencés dans la littérature ; seule l'étude par (Kelley et al., 2012) s'intéresse au rapport à la nature au travers de cartes mentales. Dans ce travail, les auteurs ont demandé à des étudiants de dessiner les chemins qu'ils empruntaient régulièrement et les zones où ils se sentaient « connectés » à la nature. Cette étude est assez éloignée de notre objectif bien qu'elle s'intéresse aussi au travers de la carte mentale au lien entre le participant et la nature.

En plus de son intérêt pour analyser les perceptions, dans le cadre de la recherche-action (i.e. méthode de recherche ayant le double objectif de produire de la connaissance et d'être source de transformation de la réalité (Allard-Poesi and Perret, 2003)), la carte mentale peut être un outil pédagogique de transmission des connaissances. Elle est par définition une production graphique, qui est un résultat matériel auquel les participants peuvent se confronter en comparant leur représentation (graphique et mentale) de l'espace, à des représentations cartographiques plus

objectivantes, ou à la production de cartes mentales par d'autres personnes. Cela permet de s'interroger sur le connu et l'inconnu, et au final de mieux connaître le territoire que l'on fréquente au quotidien, autrement dit de faire correspondre l'espace perçu et l'espace vécu. De plus, le passage par le dessin à main levée a une dimension ludique qui permet de mieux capter l'attention des participants et de les intégrer plus activement au processus d'acquisition de connaissances (Pons, 2021).

La carte mentale dynamique est une extension des cartes mentales, proposant de les intégrer dans un modèle permettant de simuler la dynamique des éléments dessinés. Ainsi, elle permet de faire comprendre au participant le fonctionnement du système en intégrant sa vision du système. Cela est à rapprocher des démarches de modélisation et de cartographie participative dans lequel les participants contribuent à la construction respectivement du modèle (Hedelin et al., 2021) ou de cartes (Laituri et al., 2023). Une première application des cartes mentales dynamiques a été réalisée sur les inondations (Taillandier et al., 2023a) et s'intégrait dans le cadre d'un jeu (Taillandier et al., 2023b) : Draw and Flood. L'objectif était de faire réfléchir les participants sur les inondations et les moyens de les gérer. Cela permettait en outre d'analyser la représentation des systèmes de protection par les participants. L'approche passait par une structure bi-modèle : un modèle chargé de numériser les éléments dessinés, et un modèle de simulation. Par exemple, pour le cas de Draw and Flood, le modèle d'agentification DYSMA (Taillandier et al., 2023b) était combiné au modèle agent de simulation d'inondation Si-Flo (Taillandier et al., 2021). Nous reprendrons cette même structure en utilisant aussi DYSMA pour agentifier les dessins des participants, i.e. de transformer les éléments dessinés en agents qui pourront être intégrés dans un autre modèle agent. En effet, DYSMA, est un modèle générique, capable d'agentifier tout type de dessin et de créer des agents de toute nature. Il sera combiné à un modèle spécifiquement développé pour cette application de nature en ville appelé Cité_Jardin.

C. Cité_Jardin

Cité_Jardin est un modèle Agent permettant de simuler la dynamique des éléments de nature en ville. Le modèle dispose de 4 types d'agents :

Agent Environnement. Cet agent correspond à la grille supportant la simulation. Chaque cellule, qui représente un espace géographique homogène, dispose de différentes variables permettant d'évaluer plusieurs indicateurs (décrits plus loin dans l'article) sur celui-ci.

Agents géographiques. Ces agents sont tous les éléments géographiques (hors nature) qui vont avoir un rôle dans la simulation ; il s'agit des routes, des bâtiments, des rivières et lacs, etc. Ils sont automatiquement générés à partir de sonnées SIG (importées depuis Open Street Map). Ces agents sont statiques ; leurs variables restent constantes durant la simulation. En revanche, ils vont avoir un impact sur les autres agents : les bâtiments sont utilisés comme support à la génération de la population et vont avec les routes et les zones d'eau impacter les conditions environnementales locales, autrement dit les cellules sur lesquelles ils se trouvent et les cellules voisines. Par exemple, les routes sont génératrices de bruits et de pollutions atmosphériques, une rivière atténue localement les îlots de chaleur, etc.

Agent Population. Ils sont générés automatiquement à partir des bâtiments (type et taille), en reprenant la population type du lieu considéré en termes de caractéristiques socio-économiques

et démographiques qui conditionnent les usages faits de la nature en ville. Des outils de génération de population synthétique, comme Gen* (Chapuis et al., 2018) peuvent être utilisés pour cela. Le modèle permettra de simuler l'évolution de leur rapport à l'environnement, qui conditionne leurs représentations de la nature en ville (Mathieu, 2000; Paddeu, 2017). En effet, l'enjeu ici n'est pas de simuler leur activité quotidienne, mais leur rapport au long court à l'environnement. On va ainsi avant tout chercher à simuler l'évolution de leur appréciation des éléments de nature, en fonction notamment de l'usage qu'ils en ont, de leur regard dessus et de l'état de ces zones de nature. L'usage et la perception vont évoluer durant la simulation en fonction des conditions environnementales ; par exemple, c'est lors des périodes de forte chaleur que la capacité des zones de nature à rafraîchir sera le plus considéré. On évalue la satisfaction de la population vis-à-vis des espaces de nature en prenant en compte leur distance au logement et leur besoin de nature (Bourdeau-Lepage and Vidal, 2012).

Agent Nature. C'est le seul agent à ne pas être généré automatiquement, mais dessiné par les participants. Les espaces de nature ont des attributions spécifiques en fonction de la catégorie à laquelle ils appartiennent ; 9 types de nature sont considérés : ripisylve en libre évolution, friche en libre évolution, forêt urbaine, parc en gestion différenciée, parc en gestion traditionnelle, berge renaturée, agriculture urbaine, allée d'arbres, façade/toiture végétalisée. Le type de nature induit des différences sur plusieurs éléments : 1) l'appréciation par les agents Population (besoin, usage, perception), 2) les impacts sur les indicateurs (biodiversité, biomasse…), 3) leur résilience vis-à-vis des sollicitations extrêmes (canicule, sécheresse, tempête…), 4) leur autonomie, 5) leur mode de gestion.

Le modèle utilise un pas de temps de 1 mois ; chaque cycle passe par les 6 même étapes : 1) simulation de la météo du mois ; 2) dégradation des espaces de nature en fonction des pressions environnementales ; 3) auto-régénération des espaces de nature ainsi que l'action humaine directe (entretien) sur les espaces de nature ; 4) impact des espaces de nature sur l'environnement proche ; 5) influence des conditions environnementales sur la demande sociale de nature et réponse apportée par les espaces de nature à cette demande sociale ; 6) évolutions environnementales dues au changement climatique. Cette sixième étape se produit tous les 12 cycles (i.e. tous les ans), en reprenant le scénario RCP 8.5 du GIEC. Le cycle est reproduit jusqu'à l'échéance temporelle choisie (ici, on simule les évolutions jusqu'en janvier 2050). Nous ne pourrons décrire dans le cadre de cet article l'ensemble des processus utilisés dans ce modèle. Cependant, nous mettons à disposition le code source[2].

En sortie, le modèle propose trois macro-indicateurs : la qualité de l'environnement, la santé des écosystèmes et la satisfaction des habitants. Chacun synthétise plusieurs composantes : la qualité de l'environnement dépend de la biodiversité, de l'abondance, de la biomasse et la continuité des espaces de nature ; la santé des écosystèmes dépend de l'autonomie, de l'entretien et de la résilience de la nature vis-à-vis des aléas ; et la satisfaction des habitants dépend des besoins sociaux des habitants, des perturbations environnementales (bruit, pollution, chaleur…), des types et des caractéristiques des espaces de nature avoisinants ainsi que de leur état, et des activités qu'ils

[2] https://github.com/FranckSfiligoi/Cite_Jardin

peuvent y mener. Limiter à trois les indicateurs visibles par les participants permet de réduire la complexité sous-jacente du système pour en faciliter la compréhension par le plus grand nombre. Un graphique permet de suivre l'évolution de ces indicateurs dans le temps. En plus de cela, trois cartes, une pour chaque indicateur, permettent de comprendre le rôle de la distribution et de l'agencement des espaces de nature dans l'évolution des indicateurs. La figure 1 présente l'interface du modèle Cité_Jardin pendant une simulation. Ces trois indicateurs évoluent dans le temps et sont plus ou moins fortement corrélés. Des espaces de nature résilients face aux changements environnementaux se maintiennent plus facilement en bonne santé. Or des espaces en bonne santé sont plus agréables à voir et à parcourir, ce qui contribue à la satisfaction des habitants. De plus, ils permettent alors de lutter localement contre les effets des changements environnementaux (pollution, îlots de chaleur...). Mais tout ne dépend pas que de la santé des écosystèmes. Certains espaces ne peuvent rien contre les changements environnementaux, certains ne répondent pas aux besoins des habitants (par exemple les friches)... De plus, les habitants n'ont pas tous les mêmes attentes vis-à-vis des espaces de nature. Il est à noter que Cité_Jardin, comme tout modèle Agent, peut gérer les rétroactions et les interdépendances entre variables et autres composants du modèle au travers de son aspect dynamique et sa structure de règles au travers notamment du « scheduler » qui gère la temporalité des actions.

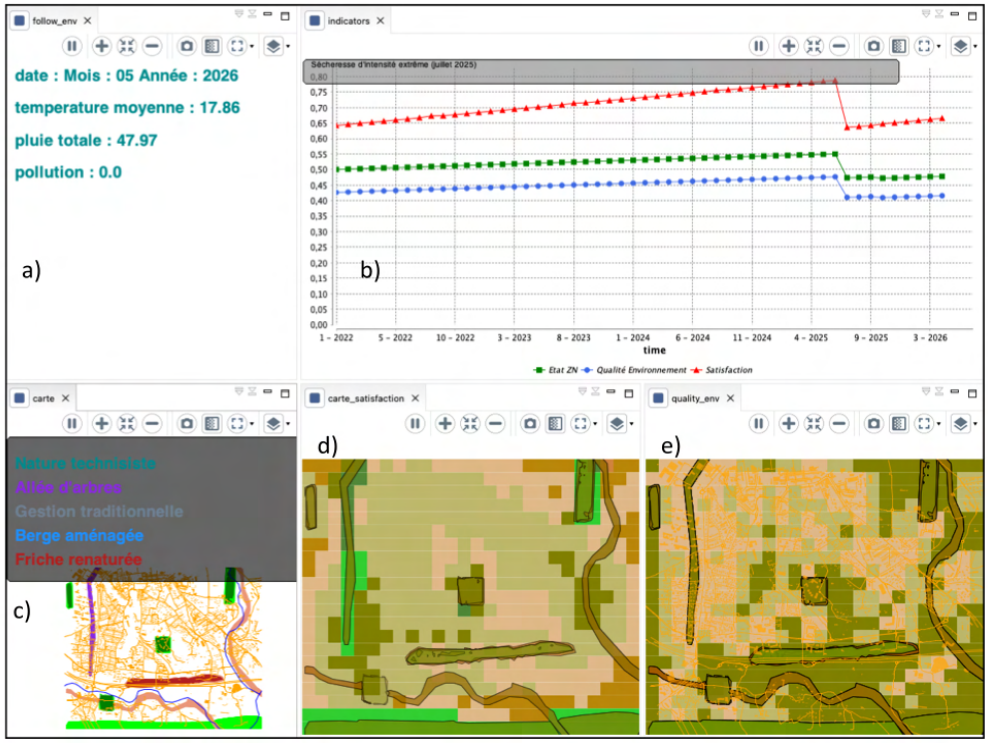


FIGURE 1. Interface de Cité_Jardin : a) suivi des conditions environnementales ; b) évolution des 3 indicateurs dans le temps ; c) carte de l'état des éléments de nature (rouge : très mauvais à vert : excellent) ; d) carte de la satisfaction des habitants nature (rouge : très mauvaise à vert : excellente) ; e) carte de la qualité environnementale nature (rouge : très mauvaise à vert : excellente)

Le modèle n'est pas normatif, il n'existe pas de solution optimale pour maximiser les trois indicateurs. Cependant, il existe quelques principes qui permettent d'accéder à de bons niveaux d'indicateurs. Par exemple, avoir une couverture en espaces de nature équivalente à 10 % de la surface du quartier étudié constitue un bon compromis entre apport de la nature et aménagement urbain. Il faut idéalement que ces espaces soient uniformément répartis, de sorte à assurer des continuités écologiques, ce qui peut amener à une réflexion avec les participants sur le rôle des trames vertes et bleues. La proximité des zones de nature pour les habitants permet aussi une équité sociale et de diminuer le taux d'habitants peu satisfaits. Pour assurer au mieux leurs fonctions écologiques et environnementales, et rester en bonne santé, il faut également que les éléments de nature soient suffisamment massifs, autrement dit que leur périmètre soit le plus restreint possible au regard de leur surface, et que les espaces aient des formes simples. Il faut également une répartition équitable entre les espaces les plus autonomes et spontanés (friche, ripisylve, parc en gestion différenciée, forêt) et les plus fonctionnels (parc en gestion traditionnelle, berge renaturée, agriculture urbaine). Certains espaces sont privilégiés du fait de leur versatilité (gestion différenciée, forêt urbaine), d'autres ont essentiellement un rôle environnemental (ripisylve, friche) ou social (par en gestion traditionnelle) et certains sont désavantagés du fait de leur caractère monospécifique (agriculture urbaine, mur végétalisé). Dans l'idéal, il faut donc une configuration permettant de respecter les trois critères de quantité, de diversité et de répartition pour atteindre le meilleur score possible sur les trois indicateurs.

D. Atelier

Le cœur de l'étude est la série d'ateliers organisée autour de la réalisation des cartes mentales dynamiques. L'objectif est de comprendre la représentation de la nature en ville à partir de cartes mentales et de faire réfléchir les participants sur ce concept ; les ateliers sont réalisés en binôme de participants. Ils sont structurés en 5 étapes : 1) un questionnaire ex-ante, 2) la réalisation de la carte mentale de la nature en ville perçue, 3) la réalisation de la carte de la nature idéale, 4) la simulation et la discussion, 5) un questionnaire ex-post. Les étapes 1 et 5 (i.e. les deux questionnaires) sont réalisés respectivement en amont et en aval de l'atelier. Les étapes 2 à 4 constituent le cœur des ateliers. En amont de ces étapes, il existe une étape préliminaire qui consiste à choisir le terrain d'étude et à recruter des participants. Pour ce deuxième point, plusieurs approches peuvent être envisagées : réseaux relationnels et sociaux, liste de diffusion, contact d'associations de citoyens, démarchage in situ (par exemple pendant un marché, dans une rue passante…)… cela va dépendre de l'objectif de la démarche : viser une variété des points de vue, ou des publics particuliers comme les étudiants, les personnes âgées… A priori, la démarche proposée peut être utilisée dans les 2 objectifs, même si dans ce type de démarche qualitative, il est très difficile d'avoir une exhaustivité des points de vue et des opinions ; il existe toujours un biais d'échantillonnage (limitation sur le nombre d'ateliers pouvant être réalisés), sur lequel nous reviendrons par exemple dans le cadre de notre application. Il peut être noté que la méthode cherche à faire réfléchir les participants sur la nature dans leur quartier ; ainsi tous les participants doivent bien connaître le quartier qu'ils y vivent, qu'ils y travaillent ou qu'ils s'y rendent souvent.

Questionnaire ex-ante. Il vise à connaître le rapport à l'environnement des individus. Ce questionnaire est construit autour de la traduction française (Moussaoui et al., 2016) de la version abrégée (IAE-12) de l'inventaire d'attitudes environnementales (Milfont and Duckitt, 2010). Il s'agit

d'un questionnaire issu de la psychologie sociale de l'environnement visant à comprendre le rapport à l'environnement des personnes interrogées. Dans sa version complète, il compte 120 questions, et mesure 7 facettes des attitudes environnementales. La version utilisée n'en mesure que deux : la préservation et l'utilisation de la nature. Afin de faciliter sa passation, et parce que nous avons fait le choix de questionnaires auto-administrés, nous avons reformulé certaines questions en veillant à ne pas en perdre le sens premier. Ce questionnaire est utilisé pour construire les binômes de participants ; il a été choisi de constituer des binômes avec des points de vue différents sur la nature (voire opposés) afin de les pousser à confronter leur point de vue et ainsi à discuter et débattre.

Ateliers. Les ateliers sont structurés en trois parties et guidés par une grille d'entretien semi-directive. La première partie est consacrée à la représentation de la nature en ville par les habitants. Les participants sont invités à dessiner sur un calque, à l'aide de feutres de couleur, à partir d'un fond de carte représentant leur quartier, les espaces de nature qu'ils connaissent ; cette partie se passe dans un premier temps de façon individuelle (chaque participant dessine sa propre carte). Le fond de carte permet d'aider les participants à se repérer et à assurer un périmètre et une échelle commune pour le cadre de la carte (nécessaire à la simulation et facilitant la comparaison des cartes). Afin de s'assurer du bon repérage des lieux par les participants et estimer leur connaissance des lieux, il leur est aussi demandé d'identifier les trajets qu'ils ont l'habitude de faire dans ce quartier et les lieux qu'ils y fréquentent (permet de savoir a priori quels sont les secteurs que les participants devraient le mieux connaître). Après ces dessins, les deux cartes produites (celle de chaque participant) sont mises en commun, et chaque participant est amené à « raconter » les espaces de nature qu'il a dessiné (description et justification du dessin). On passe ensuite à la deuxième partie dans laquelle les deux participants doivent ensemble imaginer et dessiner sur un nouveau calque les espaces de nature qu'ils souhaiteraient avoir dans leur quartier. Aucune contrainte particulière ne leur est imposée, mais connaissant le quartier ils sont généralement amenés à considérer les particularités de celui-ci et les contraintes inhérentes (mais libre à eux de les intégrer ou non). Il leur est demandé d'utiliser des couleurs différentes pour représenter des espaces de nature de type différent (par exemple une couleur pour les parcs aménagés, et une autre couleur pour un potager urbain). La troisième partie consiste, après agentification de la carte produite par DYSMA, en une simulation de l'impact des éléments de nature dessinés pour le quartier grâce au modèle Cite_Jardin. A noter que le facilitateur doit associer chaque type d'élément de nature (i.e. les couleurs utilisées) à un type du modèle Cité_Jardin à partir de la description qu'en font les participants. En cas de doute, il est demandé aux participants de choisir. On peut alors lancer la simulation pendant laquelle le facilitateur doit expliquer ce qui se passe dans la simulation pour guider les participants dans la compréhension des mécanismes en jeu. Cela nécessite bien sûr que le facilitateur connaisse bien le modèle et les enjeux autour de la nature en ville. Cette partie se veut un échange entre le facilitateur et les participants (la simulation durant une dizaine de minutes). La discussion peut se poursuivre au-delà du temps de simulation ; les échanges entre les deux participants sont encouragés. A la fin de la simulation, pour mettre en lumière les forces et faiblesses de la solution proposée par les participants, celle-ci est comparée à des cas de référence qui ont été pré-simulés et dont on connaît les résultats. 4 cas de référence, inspirés de grandes villes, sont proposés en comparaison : une solution avec peu de nature (Marseille), une solution avec de grands espaces verts utilitaires en périphérie (Lyon), une solution avec une grande forêt urbaine

centrale et quelques espaces périphériques (Hanovre), une solution avec beaucoup de petits espaces de nature diversifiés et bien connectés entre eux (Nantes). Le facilitateur compare la solution des participants à ces cas, permettant d'entamer des discussions sur les caractéristiques des espaces de nature, leur intérêts et limites ainsi que l'impact du changement climatique sur ces espaces et sur les pressions environnementales (canicule, sécheresse…). Lors des discussions, les participants sont invités à poser des questions sur ce qu'ils auraient pu ne pas bien comprendre ou à demander des explications supplémentaires sur les sujets qu'ils souhaitent. La discussion se veut très libre et c'est les participants qui la guident. Cette discussion se veut émergente et faisant ressortir des préoccupations propres à chaque quartier, telles que ressentis par les participants (enjeux de raréfaction de l'eau, de sécurité, de canicule…). Cela est bien sûr aussi souvent orienté par la simulation, et ses résultats et ainsi ce qui est ressorti des phases précédentes. L'intégralité des ateliers sont enregistrés, dans le but d'éclairer l'interprétation des cartes et les résultats des questionnaires.

Questionnaire ex-post. A la fin de la séance, les participants sont invités à compléter un autre questionnaire s'intéressant à plusieurs dimensions : 1) connaissances acquises/ce qui a marqué les participants, 2) ressenti sur le déroulement de la séance et le travail en binôme, 3) réflexion sur l'aménagement urbain et volonté de s'impliquer. Le questionnaire utilise une combinaison de questions ouvertes pour les questions sur la connaissance (pour limiter les biais d'ancrage) et de questions fermées sur les éléments relatifs à une métrique comme le niveau d'engagement souhaité ou des catégories (critères importants pour le participant). Ce questionnaire permet d'analyser le regard des participants sur l'atelier et sur ce que celui-ci leur a apporté.

III. APPLICATION ET RESULTATS

A. Cas d'étude

Le terrain étudié se situe intégralement sur la commune d'Aix-en-Provence ; la figure 2, qui constitue le fond de carte donné aux participants permet de situer le quartier, en positionnant plusieurs points remarquables (autoroute, rivière, Université…) ; afin que les participants appréhendent eux-mêmes cet espace qu'ils connaissent, il n'est pas indiqué l'échelle de la carte ni le positionnement du Nord, ni de légende pour les éléments déjà représentés. La commune en elle-même est très étendue, et une bonne partie peut être considérée comme un espace périurbain, voire rural. Le centre-ville, à l'Est de la commune, forme un cœur très densément peuplé et artificialisé, alors que les marges peuvent être agricoles ou forestières. Cette configuration étonnante tranche avec la morphologie habituelle des métropoles françaises avec un territoire communal intégralement composé de tissu urbain. Ce terrain propose une quantité et une diversité de types de végétation assez importantes dans les quartiers de Cuques et des Facultés, au nord de l'autoroute. Le parc Jourdan au nord-ouest et le parc de Cuques dans le centre, les rives de la Torse à l'Est et de l'Arc au Sud, les jardins et les cours d'immeuble, fleuris ou enherbés à la vue des passants, les voies arborées ou les bords enfrichés de l'autoroute (Est/Ouest) et de la voie ferrée (Nord/Sud) sont autant de paysages urbains végétalisés pouvant apparaître comme plus ou moins naturels aux yeux des habitants. Par ailleurs, le quartier possède deux rivières, et une faune locale y est présente ; on y trouve en effet des animaux domestiques (chats, chiens…), semi-sauvages

(chats haret…), sauvages (oiseaux, lézards…), ou considérés comme « nuisibles » (moustiques, rats…).

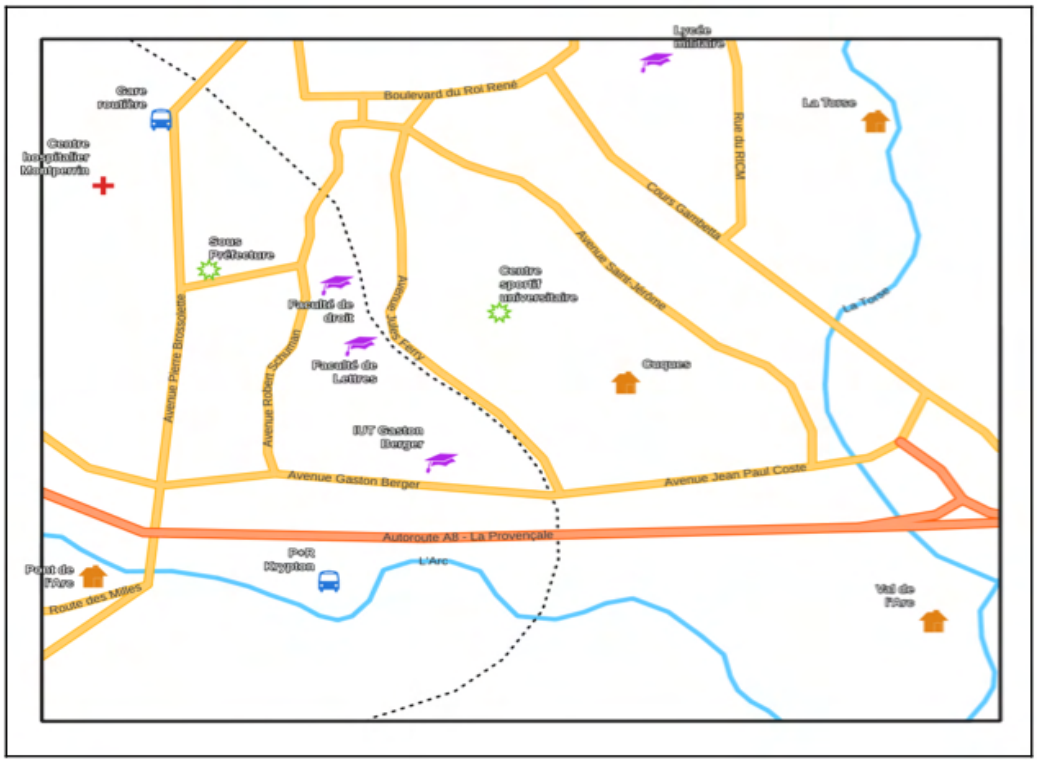


FIGURE 2. Fond de carte du quartier étudié

Les marges Est et Sud de la zone d'étude offrent une végétation plus dense, en raison de la présence du parc de la Torse, un grand parc urbain à l'Est de la ville, et des rives de l'Arc, très végétalisées et peu aménagées, dans le but de conserver un paysage d'apparence sauvage. Cependant, la majeure partie de la végétation et des espaces boisés se trouvent à l'extérieur de la zone d'étude. On trouve directement au dehors divers types de forêt assez étendues, ainsi que des zones humides au Sud et le début de la ZNIEFF1 II (Zones Naturelles d'Intérêt Écologique, Faunistique et Floristique de type II) de la Sainte-Baume à l'Est. Ce sont vers ces bords que l'on trouve les espaces apparaissant comme les plus végétalisés et naturels.

Lors de cette application, cinq ateliers ont pu être organisés, rassemblant 10 participants. Des binômes ont été constitués en s'assurant de la diversité des points de vue sur la nature au sein de l'équipe. Le recrutement des participants s'est fait sans critère particulier si ce n'est qu'ils devaient tous habiter le quartier considéré et qu'on a cherché à assurer une certaine diversité (genre, âge, profession…). Il est à noter qu'il n'y avait pas d'enjeu de représentativité de la population du quartier ici ; ces ateliers test font avant tout office de validation de concepts méthodologiques et ne cherchent pas à caractériser la population locale. Ainsi, il ne sera pas possible de généraliser les résultats au-delà des participants. Dans le cadre d'une expérimentation plus complète, il faudrait s'assurer que l'échantillon permette de bien répondre à la question investiguée et à la population visée. Cela constitue parfois un challenge important, notamment pour toucher des publics qui se sentent peu concernés par la question de la nature en ville ou ayant peu d'intérêt pour ce type

d'approche ; cela n'est pas spécifique à cette approche et de nombreux chercheurs se sont déjà penchés sur ce difficile problème (Goeldner-Gianella and Humain-Lamoure, 2010).

B. Résultats

Les participants ont préalablement rempli le questionnaire sur leur vision de la nature. Dans ce test, les personnes peuvent obtenir un score compris entre 1 et 7, sur les deux dimensions évaluées (protection et utilisation) ; un score de 7 en protection indique une volonté très forte de protéger et préserver les espaces de nature (et inversement pour un score de 1), alors qu'un score de 7 en utilisation indique une vision utilitariste forte de la nature (i.e. la nature au service de l'homme). A noter que ces deux dimensions ne sont pas forcément en opposition. Huit des dix participants ont obtenu des scores élevés voire très élevés en ce qui concerne la protection de l'environnement (P>4,0). Les résultats sont plus contrastés pour la facette utilisation (trois participants avec U>4,0 et sept avec U<4,0). Les résultats de la facette protection sont ici corrélés à l'utilisation ; les personnes avec le score U le plus bas, sont aussi celles avec le score P le plus haut, bien que tout le monde ait un score P élevé. On peut ainsi distinguer deux groupes, un plus opposé à l'utilisation de l'environnement et plus axé sur la protection, et un plus modéré par rapport à la protection et plus en accord avec l'utilisation des ressources environnementales.

Lors de la première phase de l'atelier, les participants ont individuellement dessiné des cartes de la nature dans leur quartier. La figure 3 présente les principaux espaces de nature représentés et les toponymes associés. Elle ne vise pas à représenter les espaces de nature tels qu'ils sont, mais les espaces de nature qui sont le plus souvent représentés par les participants.

On observe une distorsion communément partagée par les participants : une tendance à resserrer les espaces de nature périphériques autour du centre du quartier. Les cartes plus objectivantes comme l'occupation du sol et les cartes forestières montrent que l'essentiel des grands parcs et des bois se trouvent à l'extérieur de la zone d'étude, notamment le parc de la Torse et les bois du Val de l'Arc. Malgré cela, beaucoup de personnes les ont représentés, et celles qui ne l'ont pas fait n'ont presque jamais invoqué la localisation comme facteur discriminant. Il s'agissait souvent d'une méconnaissance de l'espace. Les espaces les plus centraux sont généralement les mieux localisés, le parc Jourdan notamment a fait l'objet de très peu d'erreurs, bien qu'il ait parfois été localisé de l'autre côté de la route. Il en va de même pour la taille des espaces représentés. Les espaces centraux ont souvent des formes plus complexes, épousant les limites connues par les individus, comme la voie ferrée pour le parc Jourdan. À l'inverse, les formes deviennent plus simples et les espaces plus étendus à mesure que l'on s'éloigne du centre-ville. Le parc de la Torse notamment est souvent représenté par un rond ou un rectangle. Les cours d'eau ne sont pas immédiatement associés à des espaces de nature, du moins pas pour tout le monde. Certains ne les ont pas du tout représentés, et d'autres les ont représentés uniquement s'ils les percevaient comme végétalisés. Ces personnes ont alors la plupart du temps représenté tout le linéaire du cours d'eau. Pourtant, la rivière de la Torse présente une partie fortement canalisée et minéralisée entre le sud du parc de la Torse et l'autoroute, mais ce fait semble ignoré ou oublié par les participants. Par ailleurs, aucun n'a évoqué la faune. Ce point peut s'expliquer par deux choses : la difficulté à la représenter au travers d'une carte et/ou l'association de la notion de nature à un lieu et non à une entité en mouvement. Comme aucun participant n'en a fait mention (par exemple en éprouvant sa

difficulté à les représenter), il semble que pour la plupart des participants, la première hypothèse soit la plus pertinente. On pourra noter que c'est une hypothèse que nous avions préalablement faite et qui explique notre choix de ne pas intégrer dans le modèle d'agents relatifs aux animaux.

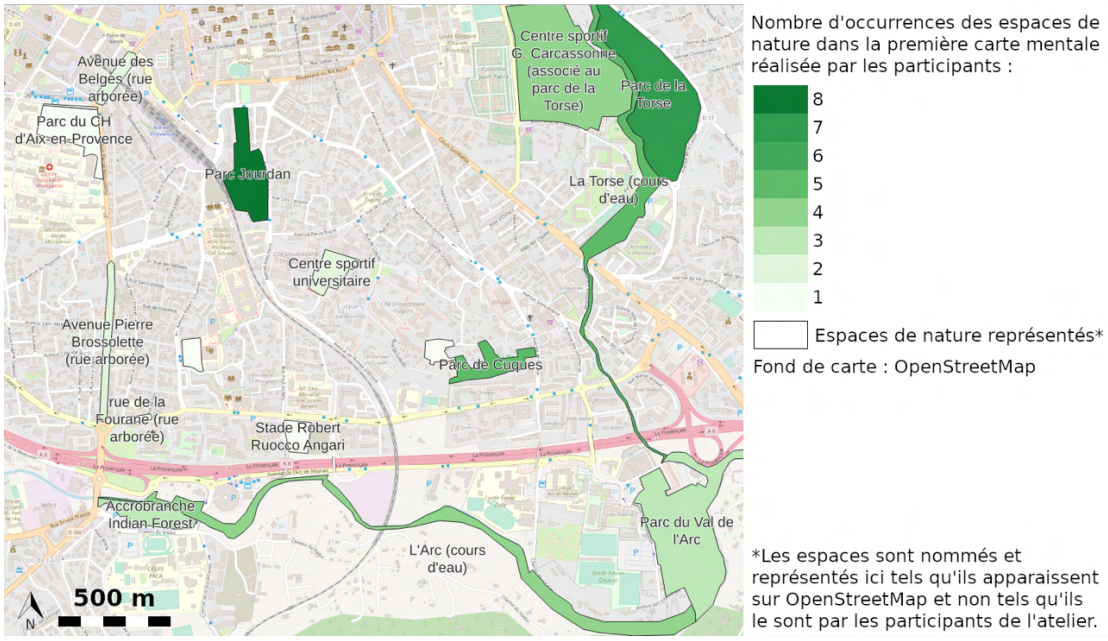


FIGURE 3. Éléments de nature représentés par les participants

Dans la partie suivante, les participants devaient en binôme dessiner la carte de leur nature idéale. Tous les groupes ont choisi de représenter entre 5 et 6 types de nature différents (sur les 9 possibles). Trois espaces ont été plébiscités dans les solutions d'aménagement proposées par les participants : la forêt ripisylve, la gestion différenciée et les allées d'arbres. Dans les trois cas, les personnes reprennent des éléments existants (l'Arc, le parc de la Torse et les avenues radiales déjà arborées). Ces espaces sont le plus souvent agrandis ou allongés, à l'image de la configuration proposée par le groupe ci-dessous, pour qui une solution serait d'avoir un très grand parc urbain à proximité immédiate du centre au niveau de la Torse. A l'inverse, deux espaces sont moins cités par les participants : les friches et les façades végétalisées. Ils ne sont représentés qu'une fois chacun, et dans chacun des cas, l'une des personnes du binôme les souhaitait et a imposé son point de vue à une personne neutre sur le sujet. Dans le cas des façades végétalisées, l'idée était, sans le formuler ainsi, de créer des corridors écologiques en pas japonais depuis la Torse pour favoriser le déplacement des insectes et des oiseaux. Pour ce qui est des friches, la présence d'une bande de terre enfrichée le long de l'autoroute avait été évoquée précédemment, et une personne a tenu à la conserver pour limiter les nuisances liées à l'autoroute (bruit et particules fines), ce qui s'est révélé fructueux lors de la simulation. La figure 4 expose en illustration un exemple de carte de nature idéale proposée par un groupe et sa simulation avec Cité_Jardin.

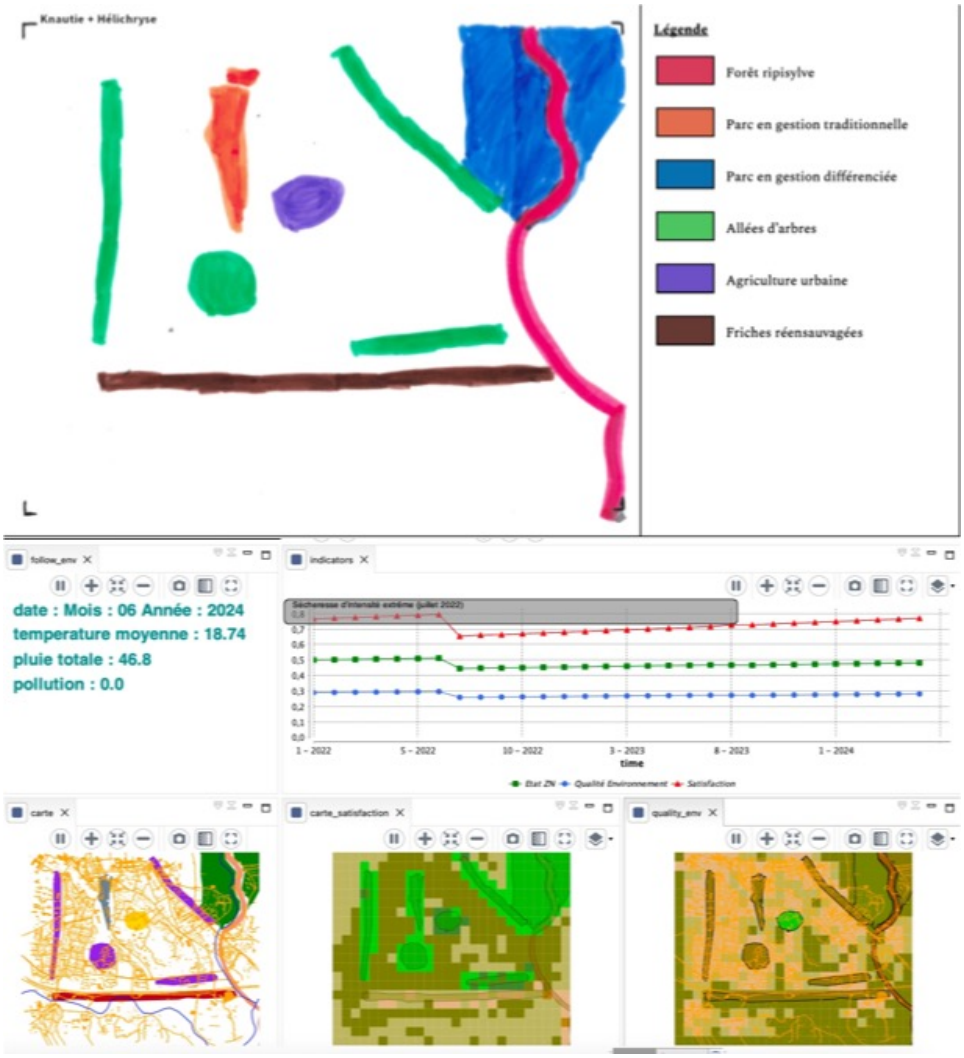


FIGURE 4. Exemple de carte de nature idéale produite par un binôme (haut) et sa simulation dans Cité_Jardin (bas)

On pourra noter que si la plupart des groupes ont proposé des espaces de nature de taille nettement plus grande et parfois difficilement conciliables avec l'aménagement urbain actuel, aucun groupe n'a proposé de solutions complètement irréalistes. Même en les plaçant dans un cadre de nature idéale, chacun reste ancré dans une réalité concrète en lien avec sa vie dans son quartier. Cela justifie ainsi l'idée de ne pas mettre de contraintes sur la quantité ou le type de nature qu'ils pouvaient proposer. Par ailleurs, il existe un côté négatif au « trop de nature » dans le modèle Cité_Jardin. La dynamique d'entretien se fait sur un budget fixe induisant une répartition et ainsi un entretien moindre sur chacun des espaces.

On retrouve aussi souvent la volonté de mélanger des espaces avec plus de fonctions sociales et d'autres avec plus de fonctions environnementales. De manière schématique, on pourrait diviser les espaces de nature en trois groupes : les espaces sans fonction sociale mais à haute valeur environnementale (friche, ripisylve, forêt urbaine), les espaces sans fonction environnementale

mais à haute fonction sociale (i.e. rendant un/des services à la population en termes d'usage, d'esthétique ou de confort) tels que les façades végétalisée, l'agriculture urbaine ou les parcs en gestion traditionnelle, ainsi que les espaces intermédiaires (gestion différenciée, berges renaturées, allées d'arbres). Chaque carte dessinée par les participants présente au moins un élément de chacune de ces catégories. On retrouve cependant une différence sensible quant aux choix des types de nature et sur l'argumentaire pour les justifier entre les participants ayant une vision plus utilitariste de la nature et les autres. On peut identifier quatre grandes catégories de justifications concernant le choix des espaces de nature et leur localisation (leur taille et leur forme faisant l'objet de peu de discussions entre les participants) : la justice sociale et l'équité ; la protection de l'environnement humain et les services écosystémiques ; les fonctions sociales et aménités paysagères ; et la préservation de la biodiversité et des écosystèmes. Il est ainsi intéressant de noter que ces différents enjeux ont pu susciter des échanges et des débats entre les participants.

La simulation a apporté des résultats contrastés quant aux scores sur les indicateurs pour les différentes propositions des participants ; certaines solutions se révélaient pertinentes pour l'aménagement urbain (en respectant les stratégies exposées plus tôt dans l'article) alors que d'autres se révélaient l'être moins, sans toutefois être aberrantes ou dysfonctionnelles (juste un peu moins efficace). Mais l'enjeu n'est pas ici de faire un classement, ou de pointer du doigt de mauvais choix des participants, mais plutôt de pouvoir discuter de ces points, en s'appuyant sur la simulation, avec les participants. Nous détaillerons ainsi dans la prochaine partie la façon dont les participants ont pu apprendre, changer d'opinions, ou gagner en motivation pour s'engager dans une action sur le sujet.

C. Apprentissages

L'analyse du retour d'expérience s'est faite principalement grâce à deux éléments : les échanges pendant la séance (et notamment en fin de séance) et le questionnaire ex-post, qui invitait les participants à donner leur avis par des questions ouvertes et fermées sur l'atelier. Le questionnaire ex-post a été complété par neuf des dix personnes ayant pris part aux ateliers.

L'analyse du ressenti des personnes nous confronte à un problème important : l'effet « bon élève ». Il s'agit d'un phénomène fréquemment observé dans ce type d'enquêtes, les personnes répondant aux questionnaires ont souvent tendance, par empathie, à vouloir faire plaisir au chercheur, et ainsi à répondre potentiellement plus positivement que ce qu'elles pensent réellement. Ici, ce phénomène est amplifié par la structure des ateliers. Ils ont été menés en binôme et ont impliqué de nombreux échanges entre participants et chercheurs. Ainsi tous les participants ont dit être « très satisfait » ou « satisfait » de l'atelier. Sur le format de l'atelier, la majorité les a trouvé très bien ; cependant plusieurs répondants ont indiqué qu'ils auraient préféré les faire en plus grand groupe, et un participant tout seul. Une question demandait aux personnes de choisir parmi une liste, des adjectifs qui, selon eux, qualifiaient au mieux la séance. Les mots revenant le plus souvent sont : interactif (8 réponses), intéressant (7) et utile (6). Les participants pouvaient choisir des adjectifs plus négatifs mais aucun ne l'a fait.

Sur la comparaison entre les attentes et ce qu'ils ont vécu lors de l'atelier, les participants ont été à peu près satisfait. Certains indiquent cependant moins avoir appris que ce qu'ils espéraient ; cela se traduit notamment par le fait que ces personnes semblent avoir espéré pouvoir

discuter de la nature sur un plan assez théorique, ce qui se retrouve assez peu dans les attentes réalisées. À inverse, elles estiment avoir pu beaucoup parler de la nature qu'elles connaissaient ou fréquentaient, alors que ce n'était pas une attente particulièrement marquée avant l'atelier. Cela peut traduire une faiblesse de l'approche à pouvoir tirer des leçons générales à partir du cas d'étude. C'est un point qu'il faudra sûrement améliorer pour de futurs ateliers.

Pour la portée pédagogique, il était demandé aux participants de dire, parmi un panel de propositions, quelles ont été les notions découvertes ou approfondies. Sans surprise, la notion de « nature en ville » revient le plus souvent (8 réponses), suivie de l'aménagement durable (5) et de l'environnement urbain (3). Seule la nature (distincte de la nature en ville) n'est évoquée par personne.

Une partie des questions portaient enfin sur l'engagement et l'action ; l'enjeu était de savoir si ce type d'atelier pouvait pousser les participants à être davantage acteurs de l'aménagement de la nature en ville. En France, la loi prévoit a minima une consultation publique pour tout projet d'aménagement porté par les pouvoirs publics. D'après la hiérarchisation de l'intégration citoyenne d'Arnstein (Arnstein, 1969), les consultations publiques se situent au niveau de la tokenisation, c'est-à-dire que l'intégration des citoyens n'est que symbolique. Cela n'empêche pas les décideurs de recourir à des niveaux plus élevés d'engagement citoyen à certaines occasions, mais cela reste rare. Les participants avaient dans l'ensemble conscience de cet état de fait. Parmi les dix participants, cinq ont estimé que leur capacité à agir sur les projets d'aménagement consistait en la possibilité d'intervenir dans le cadre de consultations publiques. Cependant, la capacité effective à s'engager dans les projets d'aménagement ne reflète pas nécessairement les attentes des personnes. Une seconde question les interrogeait avant l'atelier sur la manière dont elles souhaitaient être intégrés, et cette volonté se situe en moyenne un demi rang au-dessus, il tend vers la représentation. Il s'agit encore selon Arnstein d'un niveau de tokenisation, mais à la lisière du pouvoir réel. Cela correspond à la possibilité de se faire représenter directement au titre d'habitant dans les processus de décision. C'est une situation intermédiaire avec le pouvoir réel des habitants (niveaux 6 à 8). La principale évolution se situe dans la comparaison avant/après l'atelier. Sur les huit personnes ayant répondu à cette question, sept affirment après l'atelier vouloir avoir une place plus importante dans les processus de décision d'aménagement dans leur quartier. L'évolution la plus intéressante est le passage, pour la plupart des personnes, d'un niveau de tokenisation à la codécision, qui pour le coup est un degré de pouvoir citoyen effectif. Ce niveau correspond à la possibilité pour les citoyens de participer directement et collégialement aux processus de décision, au même niveau que le pouvoir aménageur. Il ne s'agit pas de décider seul des projets, mais d'avoir un poids au moins aussi important que les autres acteurs engagés dans les projets. La question proposait aussi des réponses sortant du cadre d'analyse d'Arnstein ; il n'envisage en effet que la participation dans les canaux officiels, mais on peut envisager des modes d'action qui s'en éloignent. Les espaces de discussion physiques et virtuels, les transformations de l'environnement à bas bruit (Blanc and Paddeu, 2018), la manifestation et l'occupation sont autant de moyens pour les habitants d'influer sur l'aménagement du territoire. Ces modes d'action ont été évoqués dans les réponses, mais aucune évolution avant/après n'est ressortie.

IV. CONCLUSION

Nous avons au travers de cet article exposé une approche innovante pour s'intéresser à un sujet à la fois émergeant, mais aussi dont les contours sont difficiles à définir, celui de la nature en ville. L'approche combinant atelier participatif, carte mentale et simulation informatique entend répondre à deux questions : analyser la représentation de la nature en ville des habitants d'un quartier, et les pousser à réfléchir sur les enjeux portés par cette nature en ville. L'objectif, in fine, serait de proposer tout à la fois un outil permettant à des aménageurs de mieux comprendre la perception de la nature par les habitants et de sensibiliser ces habitants aux enjeux portés par la nature dans leur quartier, et plus globalement en ville.

Eu égard au format imposé par cet article, nous n'avons pu qu'esquisser les grandes lignes de cette approche, et pas pu démontrer toute la richesse des résultats de cette méthode. Le modèle Cité_Jardin est ainsi très sommairement décrit. A défaut de pouvoir le faire plus, les deux modèles DYSMA et Cité_Jardin sont mis à disposition dans leur version actuelle sur un Github (https://github.com/FranckSfiligoi/Cite_Jardin). Ce ne sont pas des versions définitives et notamment Cité_Jardin sera amené à beaucoup évoluer dans l'avenir, pour mieux prendre en compte certains phénomènes et proposer une interface plus simple et facilement appréhendable par les participants. Les résultats obtenus mériteraient aussi de plus longues discussions. L'une des forces de la méthode est de proposer beaucoup de sorties analysables (cartes mentales, enregistrement des séances, résultats du modèle), qui en se croisant trace un portrait du quartier, du participant, et de son parcours dans l'atelier. Il y a avec ceci une démarche d'analyse à mettre en place pour en tirer le maximum d'enseignement. Il faut ainsi voir cette contribution comme un premier pas, qui sera poursuivi dans les années à venir.

REFERENCES

Allard-Poesi, F., Perret, V., 2003. La Recherche-Action, in: Giordano, Y. (Ed.), Conduire Un Projet de Recherche, Une Perspective Qualitative. EMS, pp. 85–132.

Bourdeau-Lepage, L., Vidal, R., 2012. Nature urbaine en débat : à quelle demande sociale répond la nature en ville ? Club DEMETER, p. 293.

Chapuis, K., Taillandier, P., Renaud, M., Drogoul, A., 2018. Gen*: a generic toolkit to generate spatially explicit synthetic populations. Int. J. Geogr. Inf. Sci. 32, 1194–1210. https://doi.org/10.1080/13658816.2018.1440563

Clergeau, P., 2007. Une écologie du paysage urbain. Apogée, Rennes.

Dąbrowska, J., Menéndez Orellana, A.E., Kilian, W., Moryl, A., Cielecka, N., Michałowska, K., Policht-Latawiec, A., Michalski, A., Bednarek, A., Włóka, A., 2023. Between flood and drought: How cities are facing water surplus and scarcity. J. Environ. Manage. 345, 118557. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2023.118557

Dernat, S., Bronner, A.-C., Depeau, S., Dias, P., Lardon, S., Ramadier, T., 2018. Représentations sociocognitives de l'espace géographique, 2e Jounée d'études Représentations sociocognitives de l'espace géographique. Strasbourg, France.

Donati, G.F.A., Bolliger, J., Psomas, A., Maurer, M., Bach, P.M., 2022. Reconciling cities with nature: Identifying local Blue-Green Infrastructure interventions for regional biodiversity enhancement. J. Environ. Manage. 316, 115254. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2022.115254

Elineau, S., Longépée, E., Goeldner-Gianella, L., Nicolae-Lerma, A., Durand, P., Anselme, B., 2021. Understanding coastal flood risk prevention by combining modelling and sketch maps (Mediterranean coast, France). Environ. Hazards 20, 457–476. https://doi.org/10.1080/17477891.2020.1840329

Giannico, V., Spano, G., Elia, M., D'Este, M., Sanesi, G., Lafortezza, R., 2021. Green spaces, quality of life, and citizen perception in European cities. Environ. Res. 196, 110922. https://doi.org/10.1016/j.envres.2021.110922

Goeldner-Gianella, L., Humain-Lamoure, A.-L., 2010. Les enquêtes par questionnaire en géographie de l'environnement: L'Espace Géographique Tome 39, 325–344. https://doi.org/10.3917/eg.394.0325

Griffond-Boitier, A., Mariani-Rousset, S., Ramadier, T., 2022. Quand la recherche saisit les représentations socio-cognitives de l'espace géographique. Mappemonde. https://doi.org/10.4000/mappemonde.7948

Hedelin, B., Gray, S., Woehlke, S., BenDor, T.K., Singer, A., Jordan, R., Zellner, M., Giabbanelli, P., Glynn, P., Jenni, K., Jetter, A., Kolagani, N., Laursen, B., Leong, K.M., Schmitt Olabisi, L., Sterling, E., 2021. What's left before participatory modeling can fully support real-world environmental planning processes: A case study review. Environ. Model. Softw. 143, 105073. https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2021.105073

Kelley, M.J., Pendras, M., Minnella, H., 2012. Sketching culture, sketching nature: Uncovering anchors of everyday nature for urban youth. Soc. Cult. Geogr. 13, 873–893. https://doi.org/10.1080/14649365.2012.735690

Kowarik, I., 2011. Novel urban ecosystems, biodiversity, and conservation. Environ. Pollut., Selected papers from the conference Urban Environmental Pollution: Overcoming Obstacles to Sustainability and Quality of Life (UEP2010), 20-23 June 2010, Boston, USA 159, 1974–1983. https://doi.org/10.1016/j.envpol.2011.02.022

Laituri, M., Luizza, M.W., Hoover, J.D., Allegretti, A.M., 2023. Questioning the practice of participation: Critical reflections on participatory mapping as a research tool. Appl. Geogr. 152, 102900. https://doi.org/10.1016/j.apgeog.2023.102900

Latour, B., 2010. Nous n'avons jamais été modernes: essai d'anthropologie symétrique, Nachdr. ed. Editions La Découverte [u.a.], Paris.

Le Lay, Y.-F., 2016. Notion à la une : représentation [WWW Document]. Géoconfluences. URL http://geoconfluences.ens-lyon.fr/informations-scientifiques/a-la-une/notion-a-la-une/notion-a-la-une-representation (accessed 10.13.23).

Lecomte, J., 1999. Réflexions sur la naturalité.

Lynch, K., 2008. The image of the city, 33. print. ed, Publication of the Joint Center for Urban studies. M.I.T. Press, Cambridge, Mass.

Mathieu, N., 2000. Des représentations et pratiques de la nature aux cultures de la nature chez les citadins : question générale et étude de cas (From representations and practices of nature towards culture of nature or urban inhabitants). Bull. Assoc. Géographes Fr. 77, 162–174. https://doi.org/10.3406/bagf.2000.2160

Moscovici, S., 1999. Essai sur l'histoire humaine de la nature. Flammarion, Paris.

Ogundiwin, B.A., 2023. Subaltern cartographies: Exploring geographical imaginations of the agricultural landscape. Cult. Geogr. 14744740231191536. https://doi.org/10.1177/14744740231191536

Paddeu, F., 2017. Agir à l'heure de l'anthropocène. Les quatre familles de l'environnementalisme urbain. Inf. Géographique 81, 32–53. https://doi.org/10.3917/lig.813.0032

Pons, F., 2021. Penser la ville de demain en sixième : un exemple de démarche prospective au cycle 3 (quartier Valmy, Lyon) [WWW Document]. Géoconfluences. URL http://geoconfluences.ens-lyon.fr/informations-scientifiques/dossiers-thematiques/geographie-espaces-scolaires/geographie-a-l-ecole/ville-de-demain-6e-valmy (accessed 10.13.23).

Roussel, F., Grésillon, E., Alexandre, F., 2020. Nature - notion générique. Dictionnaire critique de l'anthropocène, CNRS Editions. ed, CNRS Dictionnaires.

Sahani, J., Kumar, P., Debele, S.E., 2023. Efficacy assessment of green-blue nature-based solutions against environmental heat mitigation. Environ. Int. 179, 108187. https://doi.org/10.1016/j.envint.2023.108187

Saqalli, M., Hamrita, A., Maestripieri, N., Boussetta, A., Rejeb, H., Mata Olmo, R., Kassouk, Z., Belem, M., Saenz, M., Mouri, H., 2020. "Not seen, not considered": mapping local perception of environmental risks in the Plain of Mornag and Jebel Ressass (Tunisia). Euro-Mediterr. J. Environ. Integr. 5, 30. https://doi.org/10.1007/s41207-020-00166-y

Taillandier, F., Di Maiolo, P., Taillandier, P., Jacquenod, C., Rauscher-Lauranceau, L., Mehdizadeh, R., 2021. An agent-based model to simulate inhabitants' behavior during a flood event. Int. J. Disaster Risk Reduct. 64, 102503. https://doi.org/10.1016/j.ijdrr.2021.102503

Taillandier, F., Taillandier, P., Brueder, P., Brosse, N., 2023a. La carte mentale dynamique comme support d'aide à la réflexion sur les inondations en ville. Acad. J. Civ. Eng. 41, 55–65. https://doi.org/10.26168/ajce.41.1.6

Taillandier, F., Taillandier, P., Brueder, P., Brosse, N., 2023b. The Dynamic Sketch Map to Support Reflection on Urban Flooding. https://doi.org/10.2139/ssrn.4583430

Van Renterghem, T., Vermandere, E., Lauwereys, M., 2023. Road traffic noise annoyance mitigation by green window view: Optimizing green quantity and quality. Urban For. Urban Green. 88, 128072. https://doi.org/10.1016/j.ufug.2023.128072

Venter, Z.S., Figari, H., Krange, O., Gundersen, V., 2023. Environmental justice in a very green city: Spatial inequality in exposure to urban nature, air pollution and heat in Oslo, Norway. Sci. Total Environ. 858, 160193. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2022.160193

Performances mécaniques des mortiers de ciment bas carbone imprimable

Abdel-Okash SEIBOU[1], Said RAHAL[1], Abdelhak KACI[1], Eliane KHOURY[2], Céline FLORENCE[2], Laure REGNAUD[3]

[1] *Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC), CY Cergy Paris Université, F-95000 Cergy, France.*

[2]*Institut de Recherche, ESTP,28 avenue du Président Wilson 94234 Cachan, France.*

[3]*Fondation École Française du Béton, 16 bis boulevard Jean Jaurès, 92110 Clichy.*

RESUME

Ce travail porte sur les principaux aspects de l'impression 3D d'encre cimentaire bas carbone et aborde également le concept d'anisotropie des résistances mécaniques qui peut influencer la performance et l'application des structures imprimées. L'ouvrabilité des matériaux bas carbone et leur adaptabilité à l'impression 3D ont été étudiées. Dans ce travail les sollicitations mécaniques ont été multidirectionnelles et les résultats présentés ont été réalisés à 28 jours. Ces essais concernent la résistance à la compression ainsi que la résistance à la flexion trois points.
Les éprouvettes imprimées ont été sollicitées à l'état durci dans la direction longitudinale qui coïncide avec la direction de l'impression (X), dans la direction transversale (Y) et dans la direction normale aux couches (Z). Les mesures ont montré que les éléments imprimés présentaient une anisotropie induite par le procédé de mise en œuvre. Quel que soit le type de mortiers, les éprouvettes imprimées ont montré une meilleure résistance à la flexion dans la direction transversale (Y). En revanche, les résistances à la compression ont été supérieures dans la direction normale aux couches (Z). Enfin, quelle que soit la direction, les résistances à la flexion des éprouvettes imprimées ont été supérieures aux mesures obtenues sur les éprouvettes moulées. Les résultats confirment l'imprimabilité des ciments bas carbone pour contribuer à la durabilité environnementale. Il ressort également l'existence d'une anisotropie des structures imprimées qui semble dépendre principalement du procédé que du type de ciment.

Mots-clefs : Ciments bas carbone, Impression 3D, Essais mécaniques, Anisotropie.

Modalité de présentation : Présentation orale

I. INTRODUCTION

D'après le rapport sur l'état mondial des Bâtiments et de la construction en 2022 du Programme des Nations Unies pour l'environnement, les émissions issues de la production de matériaux de construction et de l'utilisation des bâtiments représentaient environ 37 % des émissions mondiales de l'année 2021. La réduction de l'impact des activités humaines sur l'environnement est donc une priorité. Le gouvernement français a imposé une réglementation environnementale, la RE2020,

qui vise à réduire l'émission de gaz à effet de serre des nouvelles constructions. Cette réglementation qui repose sur une transformation progressive des techniques de construction, des filières industrielles et des solutions énergétiques.

La fabrication additive plus précisément l'impression 3D du béton est une technique innovante pouvant répondre aux besoins de construction qui deviennent de plus en plus important tout en respectant la réglementation environnementale. Il s'agit d'une technique de mise en œuvre automatisée qui consiste à créer des formes simples ou complexes en déposant des couches successives de matériaux. L'impression 3D dans la construction peut réduire 60 % des déchets de construction et 80 % des coûts liés à la main-d'œuvre. Ceci tout en diminuant le temps de production de 70 % (Press Releases, 2016).

Malgré ses avantages, une attention particulière doit être portée sur le choix du système d'impression, des paramètres d'impression et des matériaux pour une diminution optimale des impacts environnementaux. L'impact environnemental du système d'impression est principalement lié à l'électricité consommée pendant le fonctionnement (Alhumayani et al., 2020). D'après (Tinoco et al., 2022), il est nécessaire d'optimiser le processus d'impression 3D afin de réduire cette consommation. Ainsi, il est suggéré, dans un premier temps, de recourir à l'utilisation de sources d'énergies renouvelables. Dans un second temps, il est recommandé d'optimiser la vitesse de déplacement de la buse en fonction des paramètres-machine. En effet, l'optimisation, entre autres, des paramètres d'extrusion permet d'éviter les dépôts excessifs de matières. En ce qui concerne le matériau, la teneur élevée en ciment dans l'impression 3D soulève la question du développement durable (Han et al., 2021). D'après (Abdalla et al., 2021), près de 90 % des impacts environnementaux des bétons imprimés peuvent être atténués en diminuant la quantité de ciment.

Le ciment est le principal responsable des émissions de dioxyde de carbone (CO_2) dans le secteur de la construction. Les émissions de CO_2 issues de la fabrication du ciment ont un impact significatif sur l'environnement, principalement en raison de leur rôle dans l'intensification de l'effet de serre et du changement climatique. En 2018, les émissions de CO_2 liées à la production de ciment en France s'élevaient à environ 11,6 millions de tonnes, soit environ 1,5 % de l'empreinte carbone totale de la France (Ministère de la transition écologique et de la cohésion des territoires, 2020). Pour diminuer l'impact environnemental du ciment dans l'impression 3D, il est proposé dans certaines études d'augmenter le rapport sable/ciment (Zhang et al., 2019; Mohan et al., 2020), tandis que d'autres études suggèrent de remplacer partiellement le ciment portland ordinaire (CPO) par des matériaux cimentaires supplémentaires (MCS) (Rahman et al., 2014; Yang et al., 2022). En 2012, l'utilisation des MCS avait permis la définition et la spécification des ciments à faible impact carbone tels que : CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V par la norme européenne (EN-197-1) et en 2021, la norme a été élargie (EN-197-5) par l'inclusion de deux nouveaux types de ciments bas carbone : CEM II/C-M et CEM VI. Cependant, peu d'études ont été rapportées sur l'imprimabilité des matériaux de ciments bas carbones normalisés, notamment les ciments CEM III et CEM VI utilisés dans cette étude.

Ce travail explore la possibilité d'utiliser des ciments bas carbones dans l'impression 3D. Les proportions des constituants et l'ouvrabilité ont été évaluées et adaptées afin d'assurer l'extrudabilité. Les propriétés mécaniques des mortiers de ciment bas carbone imprimés ont été

étudiées et comparées à celles d'un mortier à base de CEM I. Ces trois matériaux imprimés ont été comparés aux mesures obtenues sur des éprouvettes moulées. Ceci nous permettra d'évaluer l'impact du process sur les résultats. En ce qui concerne les résistances mécaniques des éléments imprimés, celles-ci ont été mesurées sur divers types de matériaux tels que le géopolymère (Panda et al., 2017b), le mortier (Wolfs et al., 2019), le béton (Ji et al., 2022), la terre (Rahal et al., 2023) etc. L'ensemble de ces études s'accordent sur la présence d'une anisotropie des résistances mécaniques des éléments issus de la fabrication additive. Les variations des résistances entre les différentes directions sollicitées peuvent dépendre de la suspension imprimée tel que mentionné précédemment mais également de la présence ou non de fibres. En effet celles-ci ont tendance à s'aligner préférentiellement suivant la direction principale d'impression (Ma et al., 2019; Yang et al., 2022). D'un autre côté, les éléments sont imprimés de manière séquentielle, couche après couche, toutes empilées les unes sur les autres. L'objet confectionné présente alors un assemblage successif de « strates » qui rappelle la structure d'un « mille-feuille ». L'interface entre les couches constitue une zone potentielle de faiblesse pouvant réduire les résistances mécaniques apparentes. D'après (Le et al., 2012), lorsque les couches sont déposées avec un intervalle supérieur à 15 min, la rupture par traction des bétons hautes performances imprimés se produisait systématiquement au niveau de l'interface. Dans les travaux de (Meurer and Classen, 2021), un intervalle de dépôt entre les couches supérieur à 10 min semble impacter négativement la résistance à la traction ainsi que l'énergie de fissuration des éprouvettes imprimées en mortier. Ces résultats pourraient s'expliquer par une altération de l'adhérence entre les couches (présence éventuelle de joints froids). Enfin, les travaux de (Ji et al., 2022) mettent en exergue une différence des résultats en fonction de l'orientation de la buse rectangulaire et de la longueur des ailettes (sortie horizontale, sortie verticale sans ailettes et sortie verticale avec ailettes de différentes longueurs) sur les résistances mécaniques du béton. De même, les travaux de (Rahal et al., 2023) ont montré une différence des résultats en fonction de la forme de la buse (sortie circulaire et sortie rectangulaire avec ailettes) sur les résistances mécaniques de la terre. Ce travail a pour objectif d'étudier les propriétés mécaniques des mortiers à impact carbone réduit formulés pour la fabrication additive.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux

Dans cette étude, l'objectif est d'obtenir un matériau plus respectueux de l'environnement en utilisant des ciments à faible impact carbone. Les ciments CEM I 52.5 N, CEM III/C 32.5 N de EQIOM et CEM VI 52.5 L de LAFARGE ont été utilisés dans ce travail. Leur empreinte carbone est illustrée sur la FIGURE 1. Le superplastifiant à base de polycarboxylate Sika ViscoCrete® Tempo-10 a été utilisé afin de maintenir un rapport eau/ciment proche de 0,40 tout en assurant l'ouvrabilité requise pour le mélange. Le rapport superplastifiant/ciment variait entre 0.25 % et 0.30 %. Le sable silico-calcaire d'une taille maximale de 2 mm a été utilisé. Le rapport sable/ciment (S/C) était de 1,5.

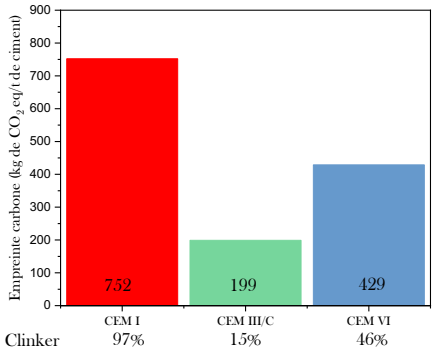


FIGURE 1. Empreinte carbone des ciments étudiés(Infociments, n.d.; Lafarge, n.d.)

B. Essai d'affaissement au mini cône

Des essais d'affaissement ont été réalisés à l'aide d'un mini cône à mortier (hauteur 150 mm, diamètre variant de 100 à 50 mm depuis sa base). Le but de l'essai est de déterminer l'évolution de l'ouvrabilité dans le temps du mortier à l'état frais (FIGURE 2).

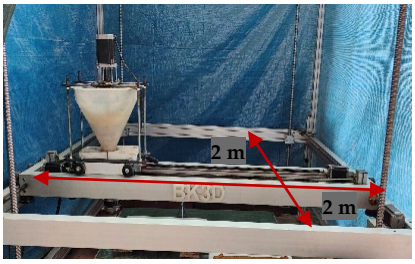


(a) Affaissement de 100 mm (b) Affaissement de 70 mm (c) Affaissement de 35 mm

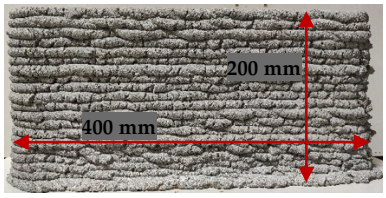
FIGURE 2. Mesure d'affaissement au mini cône de mortier de CEM VI

C. Paramètres d'impression

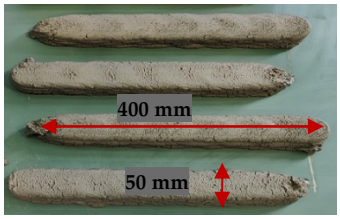
Les éprouvettes ont été imprimées avec l'imprimante à portique BK3D à 3 axes XYZ développée au Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil (FIGURE 3) (Benamara et al., 2020). La buse circulaire utilisée possédait un diamètre de 35 mm. Les éléments de dimensions 50x200x400 mm^3 et 50x40x400 mm^3 (largeur x hauteur x longueur) ont été imprimés par extrusion couche après couche. Les couches dont l'épaisseur était de 10 mm ont été imprimées à une vitesse horizontale de 10 mm/s avec un volume d'extrusion de 4 ml/s. Le délai de dépôt entre chaque couche était imposé à 2 minutes pour les raisons mentionnées précédemment.



(a) Imprimante BK3D



(b) Elément imprimé de 50x200x400 mm³



(c) Elément imprimé de 50x40x400 mm³

FIGURE 3. Imprimante à portique et les éléments imprimés

D. Résistances mécaniques à l'état durci

Les résistances mécaniques ont été évaluées sur des éprouvettes moulées et imprimées. Les essais de flexion trois points et de compression ont été réalisés conformément à la norme NF EN 196-1. Les éléments de dimensions 50x200x400 mm³ et 50x40x400 mm³ imprimés ont été sciés et polis en 40x40x160 mm³ et 40x40x40 mm³ et la sollicitation mécanique a été appliquée suivant la direction longitudinale (X), la direction transversale (Y) ainsi que la direction normale (Z) comme illustré sur la FIGURE 4 et FIGURE 5.

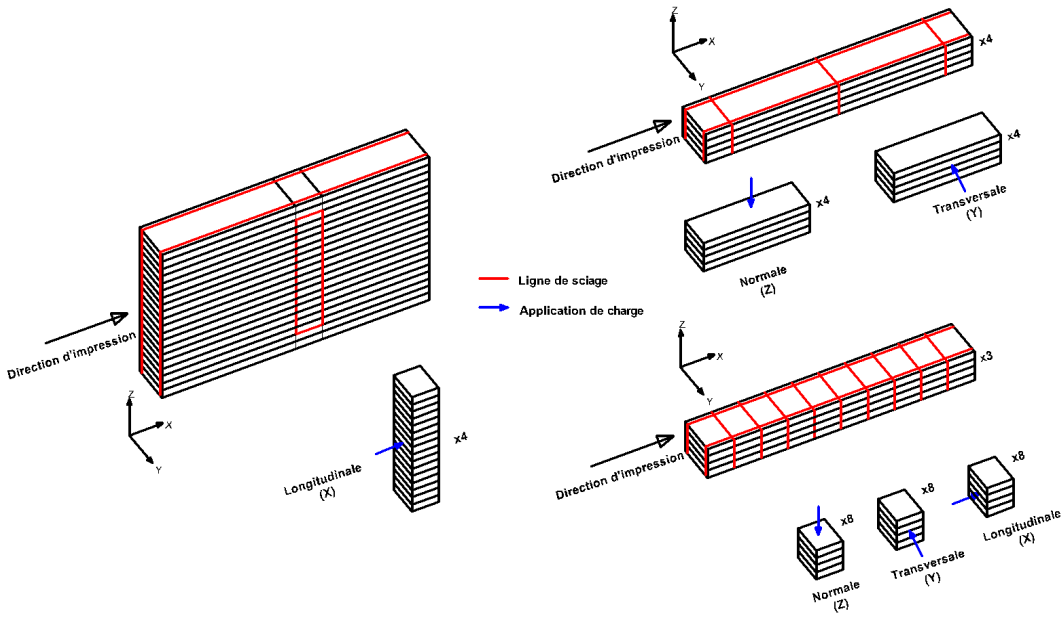


FIGURE 4. Sciage des éléments imprimés et directions d'application de charge



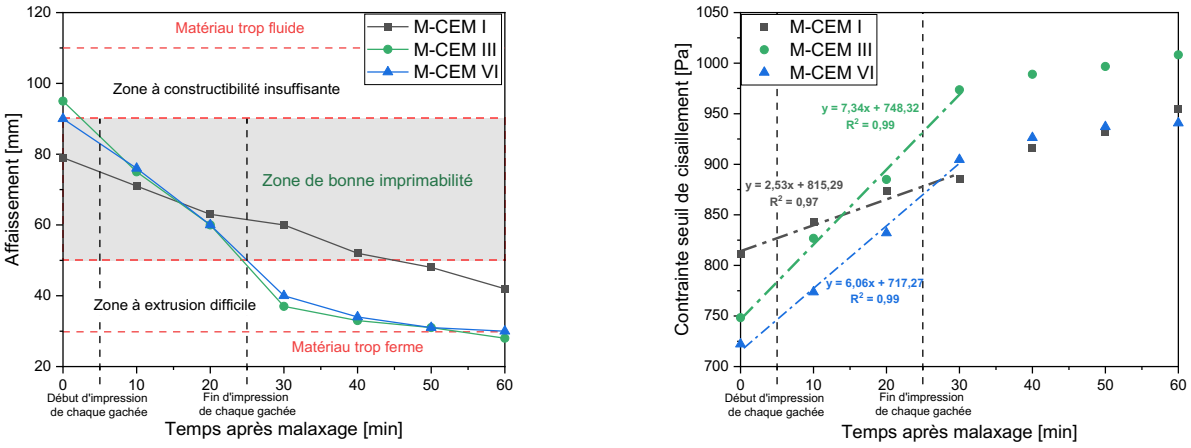
(a) Eprouvettes 40x40x160 mm³ (b) Eprouvettes 40x40x160 mm³

FIGURE 5. Eprouvettes M-CEM I après sciage

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Ouvrabilité et contrainte de seuil de cisaillement

Un matériau cimentaire adapté à l'impression 3D doit être suffisamment fluide pour l'extrusion tout en présentant un seuil qui permette aux couches inférieures de supporter le poids des couches supérieures. Ce paramètre peut être évalué par des mesures d'affaissement (Ma et al., 2018; Li et al., 2023). Pour différents niveaux d'affaissements, des essais d'extrusion ont été réalisés afin de déterminer la zone de bonne imprimabilité comme le montre la FIGURE 6 (a). L'extrusion était assurée pour un affaissement de 100 mm (FIGURE 2 (a)), mais une perte de stabilité de la couche inférieure a été observée rapidement, ceci ne permettait donc pas d'atteindre les hauteurs visées. Pour un affaissement de 35 mm (FIGURE 2 (c)), il n'était plus possible de réaliser une extrusion dans de bonnes conditions. Ainsi, pour garantir une bonne extrudabilité tout en assurant la stabilité des couches, l'intervalle d'affaissement retenu était compris entre de 50 et 90 mm. Ce domaine correspond également à l'intervalle proposé par (Ma et al., 2018) qui recommande un affaissement compris entre 32 et 88 mm. En dehors des essais d'ouvrabilité, l'essai de prise a été effectué et les résultats ont montré que la prise n'avait que très peu d'influence sur l'impression, puisque chaque gâchée a été imprimée dans les 25 premières minutes après le malaxage.



(a) (b)

FIGURE 6. Variation de l'affaissement (a) et de la contrainte de seuil statique (b) des différents mortiers.

Nous avons estimé la contrainte seuil de cisaillement (τ_s) des mortiers en tenant compte de l'évolution de l'affaissement (s). Cette estimation se base sur l'équation de (Murata, 1984) modifiée par (Harbouz et al., 2023).

$$\tau_s = \frac{1}{6}\rho g\left((2H - s) - \frac{H^2}{(2H - s)^2}\right) \qquad \text{EQUATION 1}$$

Où ρ est la densité apparente du matériau, g est l'accélération de la gravité et H est la hauteur du cône MBE qui est 150 mm. Comme le montre la FIGURE 6 (b), la contrainte de cisaillement des mortiers a subi une augmente rapide dans les 30 premières minutes. Pour définir la vitesse de

structuration A_{thix} en Pa/min, nous avons considéré l'évolution du seuil en fonction du temps comme linéaire en utilisant l'équation proposée par (Roussel, 2006) :

$$\tau_s(t) = \tau_{s,0} + A_{thix}t \qquad \text{EQUATION 2}$$

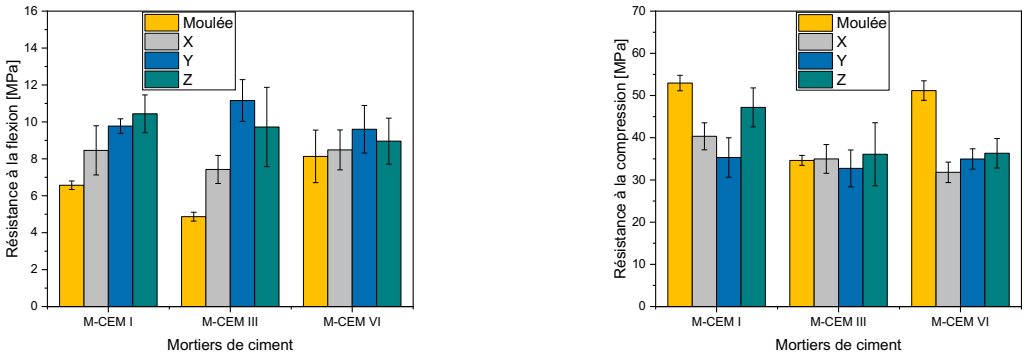
Où $\tau_{s,0}$ représente le seuil d'écoulement initial du mortier dans un état déstructuré et t est la durée de la période de repos du mortier. Les vitesses de structuration des mortiers à ciment bas carbone sont relativement proches et supérieures à celle du mortier de CEM I (TABLEAU 1).

TABLEAU 1. Contrainte de seuil de cisaillement et vitesse de structuration des mortiers

Mortiers	**Contrainte de seuil après malaxage (Pa)**	**A_{thix} (Pa/min)**
M-CEM I	815,29	2,53
M-CEM III	748,32	7,34
M-CEM VI	717,27	6,06

B. Résistances mécaniques

Les essais de résistance à la flexion et à la compression ont été réalisés sur les éprouvettes imprimées et les éprouvettes moulées. Pour les éprouvettes imprimées, la charge a été appliquée suivant les trois directions illustrées sur la FIGURE 4. Les résultats à 28 jours sont présentés sur la FIGURE 7. En flexion, la vitesse de chargement était de 50 N/s. Les valeurs des résistances dans les trois directions pour les trois mortiers sont présentées sur la FIGURE 7 (a). Chacune des barres de l'histogramme correspond à la valeur moyenne calculée sur 4 éprouvettes au minimum. En analysant la résistance à la flexion des différents mortiers, on s'aperçoit que les éprouvettes imprimées présentaient des résistances supérieures aux éprouvettes moulées (toutes directions confondues). Lorsque les éprouvettes de M-CEM I ont été sollicitées dans la direction Z, la résistance à la flexion était supérieure de 59% par rapport à des éprouvettes moulées. En revanche, la résistance à la flexion mesurée suivant cette même direction des éprouvettes imprimées à base de mortier de ciment bas carbone M-CEM III et M-CEM VI était respectivement supérieure de 99% et 10% (par rapport aux éprouvettes moulées). Si l'on compare les résistances des éprouvettes imprimées entre elles, la résistance suivant la direction longitudinale (X) fut la plus faible indépendamment du matériau. Par ailleurs, lorsque la direction (X) est comparée à la direction (Z), celle-ci était inférieure de 19%, 24% et 5% respectivement pour les mortiers M-CEM I, M-CEM III et M-CEM VI. Enfin, les résistances suivant Y des mortiers de ciment bas carbone étaient les plus importantes. Lorsque ces valeurs sont comparées à la direction Z, celles-ci étaient supérieures de 15% et 7% respectivement pour le M-CEM III et le M-CEM VI.



(a) (b)

FIGURE 7. Résistance à la flexion (a) et à la compression (b) des éprouvettes moulées et imprimées mesurées à 28 jours

Une synthèse de nos résultats est présentée sur le (TABLEAU 2). Afin d'évaluer les ratios d'anisotropie des éprouvettes imprimées, l'ensemble des mesures ont été normée par rapport à la direction Z.

TABLEAU 2. Dépendances directionnelles de la résistance à la flexion des mortiers imprimés : Normalisation des mesures par rapport à la direction Z

Références	**Normalisation par rapport à Z**		
	Moulée	**X**	**Y**
M-CEM I	0,63	0,81	0,94
M-CEM III	0,50	0,76	1,15
M-CEM VI	0,91	0,95	1,07
(Panda et al., 2017a)*	-	0,60 à 0,80	0,91 à 0,99
(Paul et al., 2018)	0,94	-	1,06
(Wolfs et al., 2019)	1,00	0,86	1,10
(Rahul et al., 2019)*	0,83 à 0,84	0,50 à 0,56	0,96

(*) fibré

Les résultats de (Paul et al., 2018; Wolfs et al., 2019) confirment que la résistance à la flexion dans la direction latérale est supérieure aux deux autres. Néanmoins, la présence des fibres semble augmenter la résistance dans la direction normale (Panda et al., 2017a; Rahul et al., 2019). L'alignement des fibres imposé par le processus d'impression engendre une anisotropie additionnelle de la couche, ceci pourrait influencer la résistance des éléments imprimés dans la direction normale. La résistance dans la direction longitudinale demeure la plus faible.

En ce qui concerne les essais de compression, la vitesse de chargement était 2400 N/s. Les résultats sont présentés sur la FIGURE 7 (b). Les résistances à la compression des éprouvettes imprimées de M-CEM III étaient comparables à celles des éprouvettes moulées. Par ailleurs, les résistances suivant Z des mortiers M-CEM I et M-CEM VI étaient respectivement inférieures de 11% et 29% par rapport aux éprouvettes moulées. La différence entre les résistances des éprouvettes

imprimées dans les trois directions n'était pas significative pour les mortiers de ciment bas carbone. Lorsque les résultats suivant les directions X et Y sont comparés à la direction Z, les mesures pour le M-CEM I étaient inférieures de 15% et 25% respectivement. Comparant nos résultats à la littérature (TABLEAU 3), la plus faible résistance à la compression est généralement dans la direction transversale (Y). En revanche, les résultats de (Panda et al., 2017a) suggèrent plutôt une résistance supérieures suivant la direction X. Rappelons que, d'une part, il est utilisé dans cette étude un matériau fibré, d'autre part, la méthode de mise en œuvre exploite un procédé de pompage pour le transport du matériau. D'après (Panda et al., 2017a), cela pourra être dû à la densification dans cette direction en raison d'un compactage plus serré du matériau (phénomène induit par la pression du pompage).

Les résultats de (Paul et al., 2018) suggèrent un matériau quasi-isotrope (utilisation d'une buse rectangulaire dans cette étude). Les auteurs indiquent que la forme de l'orifice de sortie et la complexité de l'élément imprimé sont des paramètres d'impression qui peuvent influencer les propriétés mécaniques des éléments imprimés.

TABLEAU 3. Dépendances directionnelles de la résistance à la compression des mortiers imprimés : Normalisation des mesures par rapport à la direction Z

Références	**Normalisation par rapport à Z**		
	Moulée	**X**	**Y**
M-CEM I	1,12	0,85	0,75
M-CEM III	0,96	0,97	0,91
M-CEM VI	1,41	0,88	0,96
(Panda et al., 2017a)*	-	1,04 à 1,11	0,91 à 1,02
(Paul et al., 2018)	0,99	1,00	0,99
(Wolfs et al., 2019)	1,48	1,02	1,02
(Rahul et al., 2019)*	1,15 à 1,20	0,94 à 0,96	0,95 à 0,97

(*) fibré

IV. CONCLUSION

Dans cette étude, les résistances mécaniques des mortiers de ciment bas carbone imprimés ont été étudiées. La proportion de mélange de chaque mortier a été conçue en se basant sur leur ouvrabilité. Les essais mécaniques multidirectionnels montrent une anisotropie des éléments imprimés. L'ensemble des résultats ont montré que les éléments imprimés étaient plus résistants à la flexion lorsque la sollicitation était exercée suivant la direction transversale (Y) et moins résistants suivant la direction longitudinale d'impression (X). En compression, les résistances mesurées étaient supérieures suivant la direction normale. L'anisotropie se manifeste principalement lorsque la sollicitation mécanique engendre une expansion (cas de la compression) ou une tension (cas de la flexion) perpendiculaire aux couches. Quelle que soit la direction, les éprouvettes moulées présentaient une résistance à la flexion inférieure à celle des éprouvettes imprimées. En revanche, les éprouvettes imprimées étaient moins résistantes à la compression que les éprouvettes moulées.

La connaissance ainsi que la maîtrise des propriétés anisotropes des éléments imprimées est primordiale afin d'adopter une stratégie d'impression optimale qui tienne compte des sollicitations futures des pièces imprimées.

REMERCIEMENTS

Ce travail fait partie du projet "REV3D" financé par la fondation des entreprises école française du béton (R: Recherche, E: Enseignement, V: Valorisation).

REFERENCES

Abdalla, H., Fattah, K.P., Abdallah, M., Tamimi, A.K., 2021. Environmental Footprint and Economics of a Full-Scale 3D-Printed House. Sustainability 13, 11978. https://doi.org/10.3390/su132111978

Alhumayani, H., Gomaa, M., Soebarto, V., Jabi, W., 2020. Environmental assessment of large-scale 3D printing in construction: A comparative study between cob and concrete. Journal of Cleaner Production 270, 122463. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.122463

Benamara, A., Pierre, A., Kaci, A., Melinge, Y., 2020. 3D Printing of a Cement-Based Mortar in a Complex Fluid Suspension: Analytical Modeling and Experimental Tests, in: Bos, F.P., Lucas, S.S., Wolfs, R.J.M., Salet, T.A.M. (Eds.), Second RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication, RILEM Bookseries. Springer International Publishing, Cham, pp. 768–777. https://doi.org/10.1007/978-3-030-49916-7_76

Han, Y., Yang, Z., Ding, T., Xiao, J., 2021. Environmental and economic assessment on 3D printed buildings with recycled concrete. Journal of Cleaner Production 278, 123884. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123884

Harbouz, I., Rozière, E., Loukili, A., Yahia, A., 2023. Effect of the structuration rate on dimensional stability and mechanical performance of 3D printed mortars. Materials Today: Proceedings S2214785323041019. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.07.231

Infociments, n.d. Solutions Béton RE2020 - Concevoir des logements avec des solutions en béton. Les bétons bas carbone (10) [WWW Document]. URL https://www.infociments.fr/reduire-les-emissions-de-co2/solutions-beton-re2020-concevoir-des-logements-avec-des-solutions-en-beton-les-betons-bas-carbone-et-les-pistes-hors-go (accessed 8.23.23).

Ji, G., Xiao, J., Zhi, P., Wu, Y.-C., Han, N., 2022. Effects of extrusion parameters on properties of 3D printing concrete with coarse aggregates. Construction and Building Materials 325, 126740. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126740

Lafarge, n.d. Lafarge lance avec succès le premier ciment CEM VI certifié en France, un ciment ECOPlanet à empreinte carbone réduite. [WWW Document]. URL https://www.lafarge.fr/lafarge-lance-avec-succes-le-premier-ciment-cem-vi-certifie-en-france-un-ciment-ecoplanet-empreinte-carbone-reduite (accessed 1.9.24).

Le, T.T., Austin, S.A., Lim, S., Buswell, R.A., Law, R., Gibb, A.G.F., Thorpe, T., 2012. Hardened properties of high-performance printing concrete. Cement and Concrete Research 42, 558–566. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.12.003

Li, M., Rahal, S., Kaci, A., Seibou, A.-O., Tong, Y., 2023. Potential Application of Flax Fibers in 3D Printed Cementitious Materials. NanoWorld J 9. https://doi.org/10.17756/nwj.2023-s2-059

Ma, G., Li, Z., Wang, L., 2018. Printable properties of cementitious material containing copper tailings for extrusion based 3D printing. Construction and Building Materials 162, 613–627. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.051

Ma, G., Li, Z., Wang, L., Wang, F., Sanjayan, J., 2019. Mechanical anisotropy of aligned fiber reinforced composite for extrusion-based 3D printing. Construction and Building Materials 202, 770–783. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.01.008

Meurer, M., Classen, M., 2021. Mechanical Properties of Hardened 3D Printed Concretes and Mortars—Development of a Consistent Experimental Characterization Strategy. Materials 14, 752. https://doi.org/10.3390/ma14040752

Ministère de la transition écologique et de la cohésion des territoires, 2020. Données et études statistiques pour le changement climatique, l'énergie, l'environnement, le logement, et les transports [WWW Document]. URL https://www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr/lempreinte-carbone-des-francais-reste-stable (accessed 8.23.23).

Mohan, M.K., Rahul, A.V., Van Tittelboom, K., De Schutter, G., 2020. Evaluating the Influence of Aggregate Content on Pumpability of 3D Printable Concrete, in: Bos, F.P., Lucas, S.S., Wolfs, R.J.M., Salet, T.A.M. (Eds.), RILEM Bookseries. Springer International Publishing, Cham, pp. 333–341. https://doi.org/10.1007/978-3-030-49916-7_34

Murata, J., 1984. Flow and deformation of fresh concrete. Matériaux et Constructions 17, 117–129. https://doi.org/10.1007/BF02473663

Panda, B., Chandra Paul, S., Jen Tan, M., 2017a. Anisotropic mechanical performance of 3D printed fiber reinforced sustainable construction material. Materials Letters 209, 146–149. https://doi.org/10.1016/j.matlet.2017.07.123

Panda, B., Paul, S.C., Hui, L.J., Tay, Y.W.D., Tan, M.J., 2017b. Additive manufacturing of geopolymer for sustainable built environment. Journal of Cleaner Production 167, 281–288. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.08.165

Paul, S.C., Tay, Y.W.D., Panda, B., Tan, M.J., 2018. Fresh and hardened properties of 3D printable cementitious materials for building and construction. Archives of Civil and Mechanical Engineering 18, 311–319. https://doi.org/10.1016/j.acme.2017.02.008

Press Releases, 2016. 3D Concrete Printing Market to Reach $ 56.4 Million by 2021 [WWW Document]. 3Printr.com. URL https://www.3printr.com/3d-concrete-printing-market-reach-56-4-million-2021-1239664/ (accessed 8.25.22).

Rahal, S., Kaci, A., Skoudarli, A., 2023. Evaluation of mechanical anisotropy induced by 3D printing process for earth-based materials. Materials Today: Proceedings S2214785323040622. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.07.192

Rahman, M.K., Baluch, M.H., Malik, M.A., 2014. Thixotropic behavior of self compacting concrete with different mineral admixtures. Construction and Building Materials 50, 710–717. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.025

Rahul, A.V., Santhanam, M., Meena, H., Ghani, Z., 2019. Mechanical characterization of 3D printable concrete. Construction and Building Materials 227, 116710. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116710

Roussel, N., 2006. A thixotropy model for fresh fluid concretes: Theory, validation and applications. Cement and Concrete Research 36, 1797–1806. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.025

Tinoco, M.P., de Mendonça, É.M., Fernandez, L.I.C., Caldas, L.R., Reales, O.A.M., Toledo Filho, R.D., 2022. Life cycle assessment (LCA) and environmental sustainability of cementitious materials for 3D concrete printing: A systematic literature review. Journal of Building Engineering 52, 104456. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104456

Wolfs, R.J.M., Bos, F.P., Salet, T.A.M., 2019. Hardened properties of 3D printed concrete: The influence of process parameters on interlayer adhesion. Cement and Concrete Research 119, 132–140. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.02.017

Yang, Y., Wu, C., Liu, Z., Wang, H., Ren, Q., 2022. Mechanical anisotropy of ultra-high performance fibre-reinforced concrete for 3D printing. Cement and Concrete Composites 125, 104310. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104310

Zhang, Yu, Zhang, Yunsheng, She, W., Yang, L., Liu, G., Yang, Y., 2019. Rheological and harden properties of the high-thixotropy 3D printing concrete. Construction and Building Materials 201, 278–285. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.061

Effet de la masse volumique sur la conductivité thermique et la valeur tampon hygrique de blocs de terre compactée

Nancy Hamieh[1], Florence Collet[1], Amina Meslem[1], Damien Rangeard[2], Tangi Le Borgne[2]

[1] *Université de Rennes, Laboratoire GCGM, Rennes, France*

[2] *Laboratoire CBTP, Département Recherche & Développement, Noyal-Sur-Vilaine, France*

RESUME La terre crue est un matériau de construction qui a le potentiel de réduire l'empreinte environnementale des projets de construction. Elle nécessite une moindre consommation d'énergie pour la fabrication et pourra être réutilisable à la fin de son cycle de vie si elle n'est pas stabilisée. La technique des blocs de terre compactée est considérée comme une évolution moderne dans la construction traditionnelle en terre. L'objectif de cette étude est d'analyser l'effet de la masse volumique sur la conductivité thermique et la valeur tampon hygrique des blocs de terre compactée. Dans ce cadre, des échantillons cylindriques de terre compactée et non stabilisée élaborés par le Laboratoire CBTP sont fabriqués à partir de fines issues des carrières à trois masses volumiques cibles comprises entre 1,90 et 2,15 g/cm^3. Les mesures de conductivité thermique sont effectuées à l'état sec en utilisant la méthode du fil chaud en régime transitoire. Les résultats expérimentaux montrent une corrélation linéaire entre la conductivité thermique et la masse volumique des blocs de terre compactée avec des valeurs qui varient de 0,8 et 1,1 W/(m.K). La valeur tampon hygrique est mesurée selon le protocole NORDTEST. Les résultats soulignent le potentiel des blocs de terre compactée comme des bons régulateurs d'humidité selon la classification NORDTEST.

Mots-clefs Terre crue, Caractérisation thermique, MBV

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Au cours des dernières années, l'intérêt pour les éco-matériaux durables a augmenté en raison de la nécessité de réduire les émissions de carbone et l'impact environnemental des matériaux de construction (Ibn-Mohammed et al., 2013; Praseeda et al., 2016). Parmi les alternatives prometteuses on trouve les matériaux à base de terre, la terre crue étant un matériau recyclable avec une faible énergie grise (Keefe, 2005; Morel et al., 2001). Une technique traditionnelle largement utilisée est la fabrication de Blocs de Terre Compactée "BTC" (Pacheco-Torgal and Jalali, 2012). Cette technique nécessite moins de 10 % de l'énergie requise pour produire des unités de maçonnerie en argile cuite et en béton équivalentes (Walker, 1995).

En outre, les matériaux à base de terre présentent des propriétés thermiques et hygriques intéressantes. Leur inertie thermique élevée (Brambilla and Jusselme, 2017) , liée à une capacité de

stockage élevée (Collet et al., 2006; Soudani et al., 2017; Taylor and Luther, 2004), permet de réguler passivement les températures à l'intérieur des bâtiments, contribuant ainsi à un confort thermique optimal pour les occupants. Cependant, il convient de noter que la masse volumique élevée de la terre crue peut également entrainer des transferts thermiques élevés (Gaillard, 2022; Mansour et al., 2016), ce qui peut avoir un impact négatif sur les performances énergétiques des bâtiments en termes d'isolation.

Par ailleurs, les matériaux à base de terre présentent également des propriétés hygroscopiques importantes. Les micro- à nanopores et la composition argileuse de la terre crue (Fabbri et al., 2019; Murad et al., 1995) lui confèrent une valeur tampon hygrique importante (Fabbri and Morel, 2016; Hall and Allinson, 2009). Une forte hygroscopicité conduit à une inertie thermique élevée due à la forte capacité de l'eau, et les échanges hygriques induisent un stockage et une libération de chaleur latente lors de l'adsorption et de la désorption de l'eau (Bruno et al., 2018). Ces propriétés de régulation passive apportées par les constructions en terre améliorent le confort et la santé des occupants tout en réduisant les besoins énergétiques des bâtiments.

Dans cette étude, l'influence de la masse volumique sur la conductivité thermique et la valeur tampon hygrique de blocs de terre non stabilisée "BTC" est examinée.

II. PROGRAMME EXPERIMENTAL

A. Matières premières, formulation et production

Les BTC non stabilisée de cette étude sont composés de fines et de sable. La matrice fine est une boue argileuse produite par le lavage de sable provenant d'une carrière. Les propriétés de cette matrice fine sont caractérisées par le laboratoire CBTP dans le cadre de sa valorisation dans les constructions en terre crue. Elle est principalement composée de limon, avec plus de 80 % de ses particules dans la plage de 63 µm à 2 µm et environ 9 % d'argile. Elle est classifiée dans la catégorie des sols sableux-argileux selon sa valeur au bleu de méthylène de 1,9. Le sable utilisé est un sable standard classé 0-4.

Une même formulation est utilisée pour fabriquer des BTC avec trois masses volumiques sèches cibles différentes : 1,90, 2,00 et 2,15 g.cm^{-3} et désignés par le symbole BTC-ρ_d où ρ_d est la masse volumique sèche cible correspondante. Les échantillons cylindriques sont produits par le laboratoire CBTP à l'aide d'une presse hydraulique avec un moule de 10 cm de diamètre et 10 cm de hauteur (FIGURE 1).

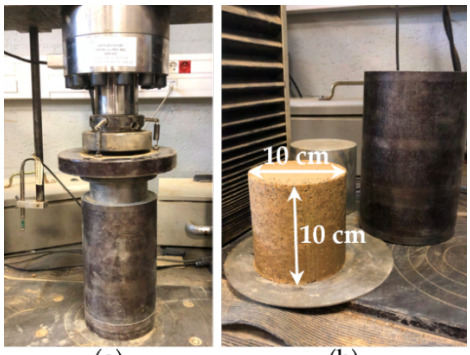


FIGURE 1. Production des échantillons : presse hydraulique (a) et BTC (b)

Tout d'abord, le sable (70 % en masse) et les fines (30 % en masse) sont mélangés à sec dans un malaxeur pour assurer une distribution uniforme des particules solides. Ensuite, la quantité nécessaire d'eau est ajoutée progressivement en poursuivant le malaxage jusqu'à obtenir une bonne homogénéité du mélange (avec un rapport massique eau/particules solides de 0,09). La quantité de mélange humide requise pour atteindre la masse volumique cible est ensuite introduite dans le moule et compactée avec un effort de compactage d'environ 6,4 MPa. Douze échantillons sont produits pour la masse volumique 1,9 et quinze pour chacune des masses volumiques 2,00 et 2,15.

Après la fabrication, les échantillons sont stockés et stabilisés dans une armoire climatique régulée à 23 °C et 50 %HR jusqu'à ce qu'une masse constante soit atteinte. Ensuite, ils sont séchés à l'étuve à 50 °C, avec du gel de silice ajouté pour maintenir une humidité relative d'environ 1 à 3 % à l'intérieur de l'étuve. La stabilisation de la masse est atteinte lorsque la variation de masse est inférieure à 0,1 % entre deux pesées avec un intervalle de 24 heures pour trois pesées consécutives.

B. Mesures des masses volumiques et de la porosité

La masse volumique apparente ρ_{app} est calculée à partir du rapport entre la masse de l'échantillon et son volume. La masse de chaque échantillon est mesurée à l'aide d'une balance analytique (Sartorius CPA4202S) avec une précision totale de 0,04 g. Le volume de l'échantillon est obtenu à partir de la moyenne de cinq mesures pour chaque dimension, prises avec un pied à coulisse numérique IP67 avec une précision de 0,01 mm. Après stabilisation à 23 °C, 50 %HR, les masses volumiques apparentes sont mesurées pour tous les échantillons fabriqués et une moyenne est calculée pour chaque BTC-ρ_d. Les échantillons endommagés sont exclus du panel et de même pour ceux dont la masse volumique apparente est située en dehors de la plage de la moyenne correspondante ± l'écart type car ils sont considérés non représentatifs. Ainsi 10 échantillons sur 12 sont conservés pour BTC-1,90, 14 sur 15 pour BTC-2,00 et 12 sur 15 BTC-2,15. La plage de masse volumique représentative est définie comme la moyenne de masse volumique apparente ± l'écart type du panel conservé pour chaque BTC-ρ_d.

La masse volumique réelle des particules solides ρ_s est mesurée par la méthode du pycnomètre (EN ISO 11508, 2017). Un échantillon de chaque BTC-ρ_d est écrasé et broyé avec un broyeur à billes. Après séchage à l'étuve à 50 °C, il est placé dans un pycnomètre de 250 ml et immergé dans un liquide chimiquement inerte : le toluène. Le pycnomètre est régulièrement agité jusqu'à ce que toutes les particules se déposent au fond et qu'aucune bulle ne soit visible. Le pycnomètre est

ensuite entièrement rempli de toluène. Les pesées successives permettent de calculer la masse volumique réelle à l'aide de l'équation (1). Pour chaque BTC-ρ_d, l'échantillon broyé est réparti sur cinq pycnomètres et la masse volumique réelle correspond à la moyenne des cinq mesures.

$$\rho_s = \frac{m_{ech}}{V_{ech}} = \frac{m_{ech}}{V_{pycno} - V_{toluène}} = \frac{m_2 - m_1}{\frac{m_4 - m_1}{\rho_{eau}} - \frac{m_3 - m_2}{\frac{(m_5 - m_1)\rho_{eau}}{m_4 - m_1}}} = \frac{(m_2 - m_1)(m_5 - m_1)\rho_{eau}}{(m_4 - m_1)(m_5 - m_1 - m_3 + m_2)} \quad \textbf{(1)}$$

Où m_1 est la masse du pycnomètre vide, m_2 celle du pycnomètre contenant l'échantillon, m_3 celle du pycnomètre rempli de toluène contenant l'échantillon, m_4 celle du pycnomètre rempli d'eau et m_5 celle du pycnomètre rempli de toluène.

La porosité totale n est ensuite calculée à partir de la masse volumique apparente sèche ρ_{app_sec} (mesurée après séchage à 50 °C) et de la masse volumique réelle ρ_s en utilisant l'équation suivante :

$$n = \frac{\rho_s - \rho_{app_sec}}{\rho_s} \quad \textbf{(2)}$$

B. Mesure de la conductivité thermique

La conductivité thermique est une propriété fondamentale qui caractérise la capacité d'un matériau à conduire la chaleur. Dans cette étude, elle est mesurée avec la méthode transitoire du fil chaud à l'aide d'un dispositif commercial : le CT-mètre. Cette méthode est basée sur l'analyse de l'évolution de la température en fonction du temps de chauffage, liée à la conductivité thermique suivant l'équation suivante :

$$\Delta T = \frac{q}{4\pi\lambda}(\ln(t) + C) \quad \textbf{(3)}$$

Où ΔT est l'élévation de température [°C], q le flux de chaleur [W.m^{-1}], λ la conductivité thermique du matériau [W.m^{-1}.K^{-1}], t le temps de chauffage [s] et C une constante qui inclut la diffusivité thermique du matériau et la résistance de contact.

Le fil chaud a une longueur de cinq centimètres. Il est placé entre deux BTC avec le meilleur contact possible entre les surfaces. La puissance de chauffage de 0,851 W et le temps de chauffage de 100 s sont choisis de manière à atteindre une élévation de température suffisante [> 10 °C] et un coefficient de corrélation $R^2 > 0{,}99$ entre les valeurs expérimentales et la courbe d'ajustement fournie par l'équation (3).

Pour chaque BTC-ρ_d, trois paires sont testées. Pour chaque paire, la mesure est répétée au moins cinq fois à différentes positions du fil chaud, assurant la représentativité de la conductivité thermique. La valeur de chaque paire est calculée comme la moyenne de cinq mesures avec un coefficient de variation inférieur à 5 %. La conductivité thermique de chaque BTC-ρ_d est ensuite calculée en faisant la moyenne des valeurs obtenues pour les trois paires correspondantes.

La conductivité thermique est mesurée à 23 °C au point sec après séchage à 50 °C et refroidissement dans un dessiccateur, où les mesures sont effectuées.

B. Mesure de la valeur tampon hygrique

La valeur tampon hygrique (ou MBV pour Moisture Buffer Value) définit la capacité d'un matériau à modérer les variations d'humidité ambiante.

Les mesures sont réalisées conformément aux recommandations de la méthode du projet NORDTEST (Rode et al., 2005). Après stabilisation à 23 °C, 50 %HR, les échantillons sont soumis à

des cycles quotidiens d'humidité relative avec une température constante de 23 °C dans une armoire climatique Vötsch VC4060. Ces cycles consistent en 8 heures à une humidité relative élevée de 75 %, suivies de 16 heures à une humidité relative faible de 33 %. Les échantillons sont pesés cinq fois pendant la phase d'adsorption et quatre fois pendant la phase de désorption. Les cycles sont répétés jusqu'à ce que la variation de masse et de MBV entre les trois derniers cycles soit inférieure à 5 %. Le MBV de chaque phase est ensuite calculé en utilisant l'équation (4). Le MBV de chaque échantillon est la moyenne des MBV calculées au cours des phase d'adsorption et de désorption pour les trois derniers cycles.

$$\mathrm{MBV} = \frac{\Delta m}{A(\mathrm{HR_{haute}} - \mathrm{HR_{basse}})} \quad \textbf{(4)}$$

Où MBV est la valeur de tampon hygrique [g/(m².%HR)], Δm la quantité d'eau échangée par sorption/désorption pendant la phase du cycle [g], A la surface d'échange du matériau [m²], HR_{haute} et HR_{basse} les humidités relatives haute et basse au cours du cycle [%HR].

Le protocole NORDTEST a été évalué au cours d'un test Round Robin effectué sur divers matériaux de construction tels que le béton, la brique, le béton cellulaire, le plâtre, le bois, etc. Suite à cette évaluation, une classification des valeurs du tampon hygrique des matériaux de négligeable à excellente a été élaborée (Figure 2).

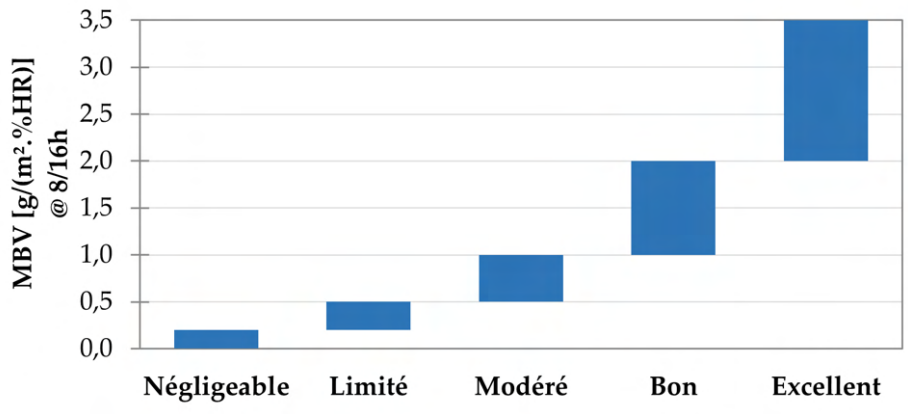


Figure 2. Classification des valeurs tampon hygrique selon le NORDTEST Project (Rode et al., 2005)

Dans cette étude, les échantillons sont étanchés avec du scotch aluminium appliqué sur le fond et la surface latérale pour assurer un transfert unidirectionnel de la vapeur à travers la surface exposée de chaque échantillon. Des grilles et des plaques perforées sont utilisées pour limiter la vitesse d'air et homogénéiser l'écoulement d'air à l'intérieur de l'armoire climatique (Figure 3a). La vitesse d'air est mesurée à 1 cm au-dessus du centre de chaque échantillon à l'aide d'un anémomètre à boule chaude afin de vérifier la conformité avec la recommandation NORDTEST, fixée à 0,1 ± 0,05 $m.s^{-1}$ (Figure 3b). Pour chaque BTC-ρ_d, la valeur tampon hygrique correspond à la moyenne des valeurs des trois échantillons correspondants.

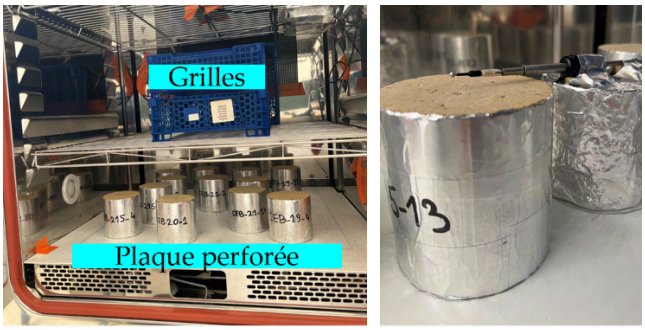


Figure 3. Banc expérimental (a) et mesure de la vitesse d'air (b)

III. Résultats et discussion

A. Masses volumiques apparente et réelle - porosité

La Figure 4 donne les masses volumiques apparentes moyennes de l'ensemble des échantillons du panel conservé de chaque BTC-ρ_d et celles des échantillons sélectionnés pour les mesures de conductivité thermique et de valeur tampon hygrique. Pour chaque BTC-ρ_d, les résultats montrent des coefficients de variation très faibles (< 1 %). Cela souligne la répétabilité de la production. Les masses volumiques cibles sont atteintes avec un écart de moins de 2 %. Pour chaque BTC-ρ_d, les trois paires sélectionnées pour les tests de conductivité thermique et les trois échantillons sélectionnés pour les tests MBV sont représentatifs en termes de masse volumique, comme le montre la Figure 4.

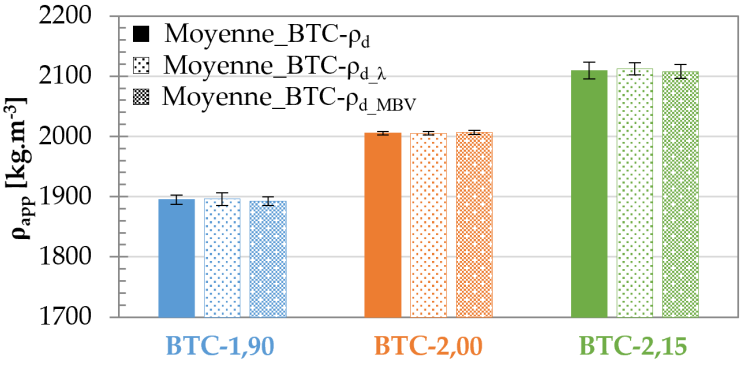


Figure 4. Masses volumiques apparentes moyennes et écarts type de l'ensemble des échantillons de chaque BTC-ρ_d (ρ_d) et des échantillons sélectionnés pour la mesure de la conductivité thermique (ρ_{d_λ}) et de la valeur tampon hygrique (ρ_{d_MBV})

Comme attendu, les masses volumiques réelles mesurées pour les trois BTC-ρ_d sont identiques, avec un coefficient de variation de 1,1 %, puisqu'ils ont la même formulation. Ainsi, en faisant la moyenne des trois valeurs obtenues, la masse volumique réelle est égale à 2660,9 kg/m^3. Le Tableau 1 donne les moyennes des masses volumiques sèches et les porosités des BTC sélectionnés pour les tests.

Tableau 1. Masses volumiques apparentes sèches et porosités totales des échantillons testés

	BTC-1,90	BTC-2,00	BTC-2,15
ρ_{app_sec} $\pm$ ρ_{app_σ} [kg/m³]	1885,6 ± 8,5	1995,8 ± 3,3	2100,9 ± 9,1
n [%]	29,1	25,0	21,0

B. Conductivité thermique

La Figure 5 montre une évolution linéaire croissante de la conductivité thermique en fonction de la masse volumique apparente mesurée au point sec. Elle varie entre 0,8450 et 1,1318 W/(m.K) pour des masses volumiques sèches comprises entre 1886,8 et 2102,7 kg/m³. BTC-2,15 a la conductivité thermique la plus élevée du fait de sa masse volumique plus élevée et donc sa porosité plus faible. Cette évolution est similaire à celles rapportées pour des blocs de terre compactée non stabilisée (Mu et al., 2023; Zhang et al., 2020). Toutefois, les valeurs de conductivité diffèrent de celles de la littérature probablement en lien avec la formulation. Une augmentation de la teneur en argile dans le matériau a tendance à diminuer sa conductivité thermique (Mu et al., 2023).

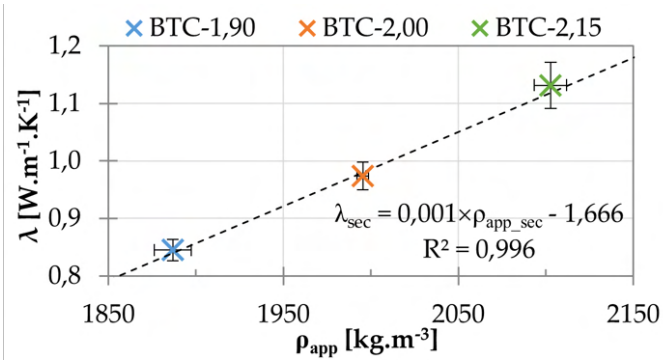


Figure 5. Conductivité thermique en fonction de la masse volumique apparente au point sec

C. Valeur tampon hygrique

La Figure 6 présente à titre d'exemple la cinétique de masse de l'échantillon BTC-2,00-1 pendant le test MBV, ainsi que les conditions de l'humidité relative ambiante dans la chambre climatique au cours de l'essai. Les pics d'humidité relative affichés sur la courbe correspondent aux perturbations causées par l'ouverture régulière de la porte de l'armoire climatique lors des pesées des échantillons. Les conditions se restabilisent rapidement après fermeture de la porte. L'état d'équilibre est atteint à partir du troisième cycle pour tous les échantillons testés.

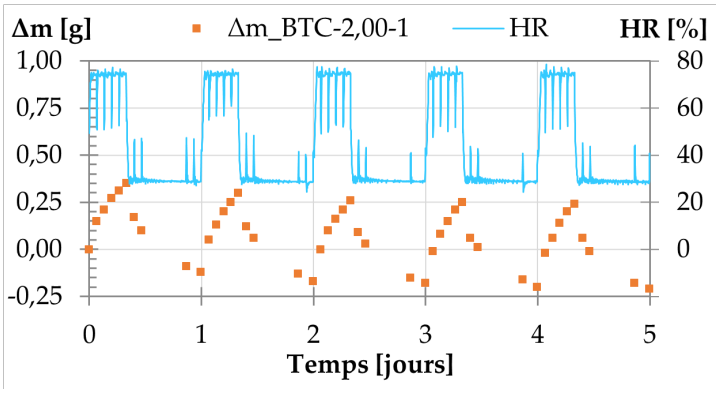


Figure 6. Humidité relative durant le test MBV et cinétique de masse de l'échantillon BTC-2,00-1

La Figure 7 donne la valeur tampon hygrique moyenne, calculée sur les trois derniers cycles, pour chaque échantillon et en moyenne pour chaque BTC-ρ_d. Les valeurs obtenues sont comprises entre 1,15 et 1,40 g/(m².%HR). Selon la classification du projet NORDTEST (Figure 2), les BTC-ρ_d étudiés sont classés comme de bon régulateurs hygriques (1 < MBV < 2). Ces résultats sont inférieurs aux valeurs trouvées dans la littérature pour des blocs de terre non stabilisée (Al Haffar et al., 2019; Bruno et al., 2018; McGregor et al., 2014a). Toutefois, il convient de noter que les formulations diffèrent et comme indiqué dans (McGregor et al., 2014b), la minéralogie de l'argile et la teneur en argile du matériau figurent parmi les principaux paramètres influençant sur la valeur tampon hygrique. Par ailleurs, les vitesses d'air ne sont pas précisées dans ces références or celles-ci peuvent avoir une influence majeure sur les résultats conduisant à une valeur tampon hygrique surestimée lorsque la vitesse d'air est trop forte (Khaled et al., 2023).

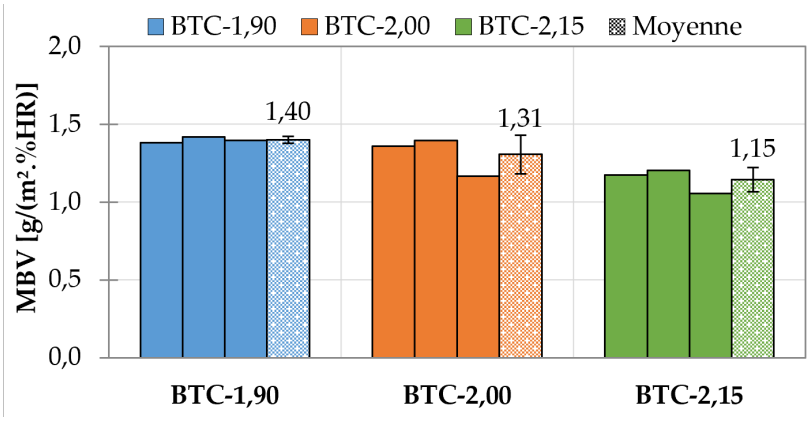


Figure 7. Valeur tampon hygrique moyenne des BTC et matériaux étudiés

Une diminution de la valeur tampon hygrique est observée lorsque la masse volumique apparente augmente (Figure 8). La valeur tampon hygrique est un couplage des propriétés de stockage et de transfert. Ici, la diminution de la porosité induit probablement une diminution de la perméabilité à la vapeur d'eau qui l'emporte sur l'augmentation de la surface spécifique conduisant ainsi à une diminution de la valeur tampon hygrique. Ces résultats sont cohérents avec l'étude de (Yi et al., 2016) où il est mis en évidence que, pour des humidités relatives élevées, la diminution des macropores due à la réduction de la porosité entraîne une capacité de diffusion de la vapeur d'eau très limitée dans le matériau.

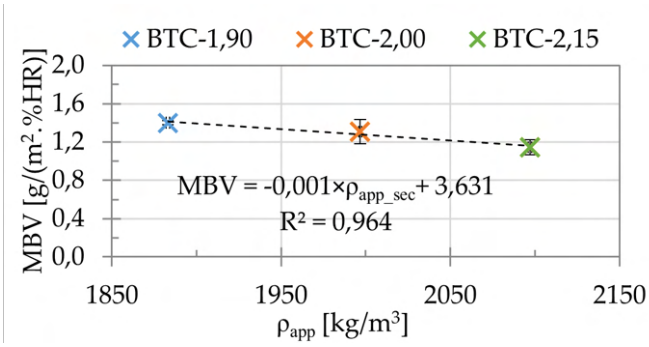


Figure 8. **MBV en fonction de la masse volumique apparente au point sec**

IV. Conclusion

Cette étude porte sur des BTC de même formulation et avec des masses volumiques différentes par compactage différencié. Elle montre que la conductivité thermique augmente linéairement avec l'augmentation de la masse volumique et donc la diminution de la porosité totale du matériau. La caractérisation hygrique conduit à classer les BTC testés comme bons régulateurs d'humidité. L'augmentation de la masse volumique conduit à une diminution des valeurs tampons hygriques sur la plage de masses volumiques considérée.

Pour approfondir l'effet de la masse volumique sur les caractéristiques hygrothermiques, une plage plus large de masses volumiques pourrait être examinée. Par ailleurs, pour la partie caractérisation thermique, l'influence de la teneur en eau pourrait compléter cette étude en considérant différents niveaux d'humidité relative rencontrés dans les bâtiments (de 35 à 80 %HR). Il serait également intéressant d'explorer l'influence de la fraction argileuse sur les caractéristiques hygrothermiques des BTC.

REFERENCES

Al Haffar, N., Fabbri, A., McGregor, F., Colina, H., 2019. Cement stabilization effect on mechanical and hygric properties of compacted earth. Presented at the Fifth International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, pp. 283–295. https://doi.org/10.18552/2019/IDSCMT5159

Brambilla, A., Jusselme, T., 2017. Preventing overheating in offices through thermal inertial properties of compressed earth bricks: A study on a real scale prototype. Energy and Buildings 156, 281–292. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2017.09.070

Bruno, A.W., Perlot, C., Mendes, J., Gallipoli, D., 2018. A microstructural insight into the hygro-mechanical behaviour of a stabilised hypercompacted earth. Mater Struct 51, 32. https://doi.org/10.1617/s11527-018-1160-9

Collet, F., Serres, L., Miriel, J., Bart, M., 2006. Study of thermal behaviour of clay wall facing south. Building and Environment 41, 307–315. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.01.024

EN ISO 11508, 2017. Soil quality - Determination of particle density.

Fabbri, A., Morel, J.C., 2016. Earthen materials and constructions, in: Nonconventional and Vernacular Construction Materials. Elsevier, pp. 273–299. https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100038-0.00010-X

Fabbri, A., Xu, L., Wong, H., McGregor, F., 2019. Hygrothermal and Hydromechanical Behaviours of Unstabilized Compacted Earth, in: Reddy, B.V.V., Mani, M., Walker, P. (Eds.), Earthen Dwellings and Structures, Springer Transactions in Civil and Environmental Engineering. Springer Singapore, Singapore, pp. 457–466. https://doi.org/10.1007/978-981-13-5883-8_39

Gaillard, C., 2022. Building with Earth and the Meaning of Thermal Inertia.

Hall, M., Allinson, D., 2009. Analysis of the hygrothermal functional properties of stabilised rammed earth materials. Building and Environment 44, 1935–1942. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2009.01.007

Ibn-Mohammed, T., Greenough, R., Taylor, S., Ozawa-Meida, L., Acquaye, A., 2013. Operational vs. embodied emissions in buildings - A review of current trends. Energy and Buildings 66, 232–245. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2013.07.026

Keefe, L., 2005. Earth Building: Methods and Materials, Repair and Conservation, 1st Edition. ed. Routledge. https://doi.org/10.4324/9780203342336

Khaled, S., Collet, F., Prétot, S., Bart, M., 2023. Effect of Air Velocity and Initial Conditioning on the Moisture Buffer Value of Four Different Building Materials. Materials 16, 3284. https://doi.org/10.3390/ma16083284

Mansour, M.B., Jelidi, A., Cherif, A.S., Jabrallah, S.B., 2016. Optimizing thermal and mechanical performance of compressed earth blocks (CEB). Construction and Building Materials 104, 44–51. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.024

McGregor, F., Heath, A., Fodde, E., Shea, A., 2014a. Conditions affecting the moisture buffering measurement performed on compressed earth blocks. Building and Environment 75, 11–18. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2014.01.009

McGregor, F., Heath, A., Shea, A., Lawrence, M., 2014b. The moisture buffering capacity of unfired clay masonry. Building and Environment 82, 599–607. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2014.09.027

Morel, J.C., Mesbah, A., Oggero, M., Walker, P., 2001. Building houses with local materials: Means to drastically reduce the environmental impact of construction. Building and Environment 36, 1119–1126. https://doi.org/10.1016/S0360-1323(00)00054-8

Mu, J., Yu, S., Hao, S., 2023. Quantitative evaluation of thermal conductivity of earth materials with different particle size distributions. Renewable and Sustainable Energy Reviews 184, 113574. https://doi.org/10.1016/j.rser.2023.113574

Murad, M.A., Bennethum, L.S., Cushman, J.H., 1995. A multi-scale theory of swelling porous media: I. Application to one-dimensional consolidation. Transp Porous Med 19, 93–122. https://doi.org/10.1007/BF00626661

Pacheco-Torgal, F., Jalali, S., 2012. Earth construction: Lessons from the past for future eco-efficient construction. Construction and Building Materials 29, 512–519. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.10.054

Praseeda, K.I., Reddy, B.V.V., Mani, M., 2016. Embodied and operational energy of urban residential buildings in India. Energy and Buildings 110, 211–219. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2015.09.072

Rode, C., Peuhkuri, R.H., Mortensen, L.H., Hansen, K.K., Time, B., Gustavsen, A., Ojanen, T., Ahonen, J., Svennberg, K., Arfvidsson, J., Harderup, L.-E., 2005. Moisture Buffering of Building Materials.

Soudani, L., Woloszyn, M., Fabbri, A., Morel, J.-C., Grillet, A.-C., 2017. Energy evaluation of rammed earth walls using long term in-situ measurements. Solar Energy 141, 70–80. https://doi.org/10.1016/j.solener.2016.11.002

Taylor, P., Luther, M.B., 2004. Evaluating rammed earth walls: a case study. Solar Energy 76, 79–84. https://doi.org/10.1016/j.solener.2003.08.026

Walker, P.J., 1995. Strength, durability and shrinkage characteristics of cement stabilised soil blocks. Cement and Concrete Composites 17, 301–310. https://doi.org/10.1016/0958-9465(95)00019-9

Yi, S.-Y., Fan, L.-W., Fu, J.-H., Xu, X., Yu, Z.-T., 2016. Experimental determination of the water vapor diffusion coefficient of autoclaved aerated concrete (AAC) via a transient method: Effects of the porosity and temperature. International Journal of Heat and Mass Transfer 103, 607–610. https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2016.07.111

Zhang, L., Sang, G., Han, W., 2020. Effect of hygrothermal behaviour of earth brick on indoor environment in a desert climate. Sustainable Cities and Society 55, 102070. https://doi.org/10.1016/j.scs.2020.102070

Influence of fire treatment on acoustic performances of vegetal wools

Thomas Schatzmayr Welp Sá[1], Sandrine Marceau[1], Clément Piégay[2], Philippe Glé[2], Fouad Laoutid[3], César Segovia[4], Etienne Gourlay[5], Emmanuel Gourdon[6]

[1] *Univ Eiffel, MAST-CPDM, F-77454 Marne-la-Vallée, France*

[2] *Cerema, Univ Eiffel, UMRAE, Agence de Strasbourg - 11 Rue Jean Mentelin, 67035 Strasbourg, France*

[3] *Laboratory of Polymeric & Composite Materials, Materia Nova Research Center, University of Mons (UMONS) - Mons, Belgium*

[4] *CETELOR Université de Lorraine - 27 Rue Philippe Seguin, 88051 Epinal, France*

[5] *Cerema, Equipe-recherche BPE - 11 Rue Jean Mentelin, 67035 Strasbourg, France*

[6] *LTDS UMR CNRS 5513 (site de l'ENTPE), Labex CeLyA, 3 Rue Maurice Audin, 69120 Vaulx-en-Velin, France*

RESUME Vegetal wools are performant sustainable insulation materials. However, their flammability can restrict their application, and therefore a fireproof treatment, that is environmentally friendly to respect their bio-based nature, needs to be done. This study aims to evaluate the impact of two phosphorus-based fireproof treatment methods, pulverization and impregnation, on the density and acoustic properties of hemp fiber stacks. Pulverized fibers had a higher residue amount, in the thermogravimetric analysis, which indicates a higher protection from the char layer. From the acoustic perspective, the treated fibers presented a lower sound absorption than the reference. The density can be lowered after the treatment, but no correlation with the treatment method or condition was observed.

Mots-clefs Bio-based material, vegetal wool, flammability, acoustic

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Bio-based materials are known to contribute to a sustainable development of the construction industry, by having a lower carbon footprint and low embodied energy when compared to traditional materials, especially when the timing of carbon storage is taken into account (Pittau et al., 2018; Zieger et al., 2020; Galimshina et al., 2022). Following this principle, the vegetal wools emerge as a sustainable alternative to insulation, due to its high acoustic and hygrothermal performances (Piégay et al., 2020, 2021; Fedorik et al., 2021). Yet, the vegetal wools are flammable (Freivalde et al., 2014; Amziane and Collet, 2017; Moussa et al., 2020). Therefore, their application is limited to the core of wall systems having outer layers that would protect the vegetal wools against fire. By reducing the flammability of the vegetal wools, their application can be expanded to acoustic insulation of indoor living spaces, such as suspended ceiling tiles or acoustic baffles.

Furthermore, it reinforces the benefits of vegetal wools as an alternative to traditional insulation materials.

Many studies have focused on the improvement of the fire properties of vegetal fibers, however, following the purpose of a sustainable development in buildings, it is logic to propose the use an environmentally friendly fireproof treatment. In this scenario, phosphorus-based treatments could be an interesting solution, as they are considered to be non-toxic, as opposed to halogenated flame retardants that are associated with environmental and health concerns (Costes et al., 2017; Hajj et al., 2018; Taib et al., 2022; Taibi et al., 2022). The phosphorus can act by changing the degradation mechanism of the cellulose, avoiding the formation of levoglucosan, a reactive substance, and favoring the dehydration and the formation of char, which is a carbonaceous layer that protects the inner layers of the fiber (Hajj et al., 2020). Also, the char protection performance can be enhanced by the association of phosphorus with nitrogen, to cause an intumescent effect when burning. This phenomenon occurs when three components are presented in the same system: an acid source (phosphorus-based flame retardant), a carbonizing agent (the natural fibers), and a blowing agent (gas release by nitrogen-based products) (Laoutid et al., 2009). In this case, not only the char will be formed, but it will also expand, isolating the inner layers even more.

When manufacturing vegetal wool panels for building applications, it is essential to identify a treatment that can be applied at an industrial scale. That also implies on finding an adequate application method to limit the amount of flame retardant in relation to the quantity of fibers treated, while improving the reaction to fire from them. When treating with phosphorus-based products, frequently, studies reduce the flammability of natural fibers by grafting through irradiation or by impregnating the fibers in solution and grafting by heating (Sonnier et al., 2015; Hajj et al., 2018; Moussa et al., 2020; Hajj et al., 2020; Antoun et al., 2022; Taibi et al., 2022). Despite being two effective methods, some limitations may hinder the use of these techniques on a large scale. Even if the irradiation method seems effective, it requires sophisticated equipment that does not currently appear suitable for use on an industrial level. On the other hand, the impregnation in solution allows the treatment of fibers in a large scale, but through the use of large quantities of solution and the need to dry treated fibers in an oven.

Another point to be considered when using the impregnation method is how aggressive is the treatment. Studies show that low temperatures can provide enough energy to graft the phosphors on aromatic hydroxyl groups which are found in the lignin. However, in order to graft a higher amount of phosphorus and obtain natural fibers with lower flammability, a higher temperature is needed to graft the phosphorus in the cellulose (Hajj et al., 2018; Moussa et al., 2020; Antoun et al., 2022).

There is, however, a lack of information related to the impact that the fireproof treatment could cause in performance of the vegetal wools, as an acoustic material. It is known that the treatment will modify the chemical composition, but it is uncertain of its impact on the microstructure of the fibers, which are strongly linked to the acoustic performance of a material (Chabriac et al., 2016; Piégay et al., 2018, 2021).

Therefore, based on these considerations, this paper aims to evaluate two environmentally friendly fireproof treatment methods, and their impacts on the acoustic performance of hemp fibers. One method follows the "traditional" chemical grafting method, commonly found in the literature, and

the second one is a less common method that aims to treat the hemp fibers with less amount of flame retardant.

II. MATERIALS AND METHODS

Hemp fibers were fireproof treated with phytic acid, a bio-based source of phosphorus commonly found in seeds and grains, and urea, as a source of nitrogen, through two different methods and two different conditions. The first method is impregnation, which consisted on the immersion of 300g of fibers in a solution containing 10% of phytic acid and 30% of urea for 1 hour, with a solution to fiber mass ratio of 10, followed by a heating step in oven at 80°C (mild condition) or 120°C (intermediate condition) for 2 hours. This treatment condition was chosen and adapted from the methodology and the results of (Hajj et al., 2018, 2020; Moussa et al., 2020; Antoun et al., 2022). After that, the fibers were washed three times with distilled water, by immerging them, manually mixing them for 30 seconds and then pouring the liquid. After each washing, the color of the water became less brown and more transparent. Three washing steps were considered enough to significantly remove the flame retardant molecules that were not grafted, which is the same number used by (Hajj et al., 2018).

The second application method tested was through pulverization, which consisted on spraying the same solution over 300g of fibers and heating them at 80°C or 120°C, depending on the condition tested. In this method, the fibers were not washed at the end of the treatment. For this method, the solution to fiber mass ratio was 1. Both treatments methods, as well as the solution used, are presented on Figure 1. The Table 1 presents the nomenclature used for the samples presented in this study.

TABLE 1. Sample's nomenclature

Nomenclature	Treatment	Condition
REF	-	-
IMP_MILD	Impregnation	Mild
IMP_INT	Impregnation	Intermediate
PUL_MILD	Pulverization	Mild
PUL_INT	Pulverization	Intermediate

Treated and non-treated fibers had their true density measured by helium gas pycnometer, in dried conditions. They had their mass stabilized in oven at 60°C, until three consecutive measurements, in three days, had a variation lower than 0.5%. Their thermal degradation was measured by thermogravimetric analysis (TGA) in air atmosphere until 800°C, using a temperature increase rate of 10°C/min and samples of 17.5±2.5mg.



(a) **(b)** **(c)**

FIGURE 1. **(a) Phytic acid and urea solution; (b) Impregnation method; (c) Pulverization method**

Characterization of sound absorption (noted α) was carried out using an impedance tube in accordance with standard ISO 10534-2 (NF EN ISO 10534-2, 2003) at normal incidence. The diameter of the impedance tube, which is shown in Figure 2a, (Akustik Forschung - AcoustiTube AFD 1000/1200) used in this study is 10 cm. Prior to the test, the fibers were kept in the measurement room for three days, in order to stabilize their temperature and humidity. The room conditions were 23.5±0.5°C and 40±5% of relative humidity. The impedance tube test was performed using the three positions method without cavity. This method was firstly developed in (Iwase et al. 1998) and has been adapted for microphones positioned outside the tube in (Salissou & Panneton 2010). Two cylindrical specimens for each of treated and non-treated hemp fibers, with 100mm of diameter and 100mm of height were prepared, by simultaneous addition and compaction of the fibers, until the totality of the fibers, weighted for the desired density of 60kg/m^3, were added to the sample holder. Due to the direction of the compaction, the fibers orientation is favored to be horizontal. A specimen of the reference fibers can be observed inside and outside of the sample holder in the Figures 2b and 2c. The test was performed on the both sides of the specimens, and the sound absorption curves show the average of the four measurements.



(a) (b) (c)

FIGURE 2. (a) Impedance tube; (b) Specimen of hemp fibers; (c) Specimen inside of sample holder

III. RESULTS AND DISCUSSION

The water content and the density results for the dried fibers are presented on the Table 2. The water content results shows that the treated fibers stabilize with a lower amount of water content, when in comparison with the reference fibers. This indicates that the interaction with the water vapor is changed, possibly due to modification on its pores and microstructure. The density of the dried fibers can be separated in two groups: one with the reference and the fibers treated in mild condition, having a density near 1.50g/cm^3; and the second one with the fibers treated in the intermediate condition with 1.48 and 1.49g/cm^3 for the impregnated and pulverized samples, respectively. The reference hemp fibers' density are consistent to values found for non-treated fibers in the literature (Pereira et al., 2015; Piegay, 2019). It is worth noting that the condition IMP_INT was the one that showed the lowest water content and fiber density. The same behavior was not observed by the PUL_INT sample.

TABLE 2. Water content and density results

Sample	Water content (%)	Density dried fibers (g/cm^3)
REF	6.25%	1.503±0.004
IMP_MILD	4.75%	1.504±0.002
IMP_INT	4.55%	1.479±0.003
PUL_MILD	4.65%	1.496±0.003
PUL_INT	4.95%	1.489±0.002

The evolution of the weight (TGA) of the fibers as a function of the temperature, as well as its derivate (DTG), are presented on Figure 3a, with straight or dashed lines, respectively. The results for reference fibers (black) shows that the thermal degradation occurs in three major steps. The first

one consists on the loss of humidity until 150°C. The second peak, at about 230°C, corresponds to the degradation of hemicelluloses, followed by the degradation of the cellulose, represented by the larger peak in the DTG curve. Afterwards, a third mass loss is observed, which is a further degradation of the products of the combustion, known as humins, which are a product of the pyrolysis and the acid-catalyzed degradation of furanoid and benzoid moieties (Bausch et al., 2021). This step occurs between 380°C and 520°C for the reference fibers.

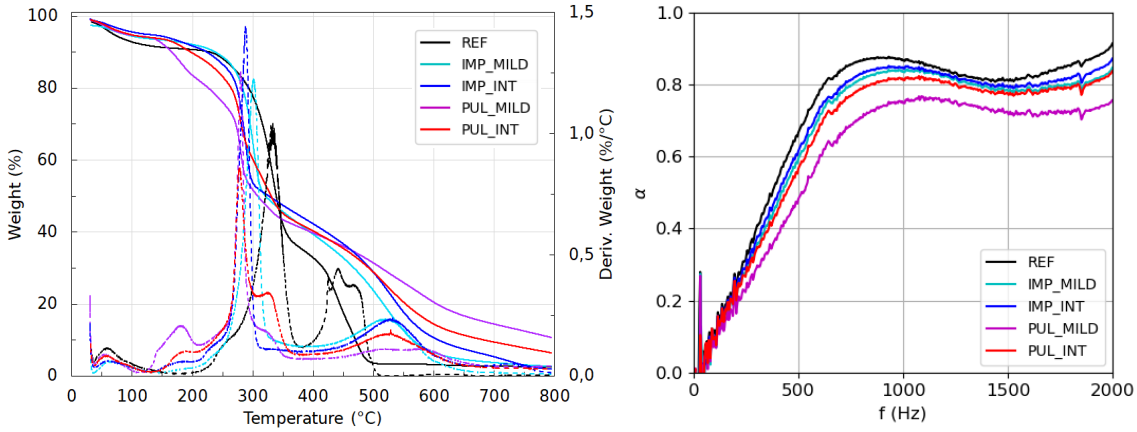
In comparison with the reference, it is possible to see an earlier thermal degradation for the treated fibers, which is due to the catalyst effect of the phosphorus on the degradation of the cellulose (Hajj et al., 2018; Antoun et al., 2022). The maximum of the mass loss derivative of the for the reference was at about 333°C, whereas for the treated fibers it ranges between 277°C and 301°C. The second and main effect of the phosphorus treatment is observed by comparing the residue values at 500°C. The reference fibers are almost entirely degraded, having about 3.6% of the initial mass remaining. The IMP_MILD, IMP_INT, PUL_MILD and PUL_INT presented residues of 23.7%, 28.8%, 31.4% and 28.6%, respectively. For the impregnated fibers, the residue increased when the temperature of the treatment increased. Similar results, with other phosphorus-based products and natural fibers, were previously reported in the literature (Gaan and Sun, 2007; Hajj et al., 2020; Moussa et al., 2020). The pulverized fibers presented a higher residue and the higher value was obtained for the fibers treated in mild condition.

Comparing both methods, the pulverization method presented a higher residue in mild condition, but at intermediate condition both methods presented the same values at 500°C. However, at higher temperatures, it is observed that the pulverization treatment induces a higher amount of residue than the impregnated ones.

The results on sound absorption of hemp fibers samples as a function of the frequency, obtained through the impedance tube test, are presented on Figure 3b. At low frequencies, especially lower than 300Hz, the fibers do not perform well, in terms of sound absorption, with a α value of 0.40 for the reference fibers, as expected for this type of material (Piégay et al., 2018). From 600 Hz and onwards, the reference presented a sound absorption higher than 0.80. Overall, the results showed that the reference had a better acoustic performance, followed by IMP_MILD, IMP_INT, PUL_INT and PUL_MILD, indicating that the treatment decreased the acoustic performance. At 750 Hz, for example, the reference fibers presented a α value of 0.85, whereas the PUL_MILD fibers presented a α value of 0.69.

As the acoustic performance of a material, is strongly associated with its microstructure (Piégay et al., 2021), it is hypothesized that the negative impact of the treatment is related to an increase on the representative fiber's radius, due to the grafting of phosphorus. In fact, airflow resistivity is directly correlated to fiber diameter (Tarnow, 1996). The more the diameter increases, the more the airflow resistivity decreases, as does sound absorption (Piégay et al., 2018).

Also, the treatment might also affect the porous structure present in the fibers, which can also be impactful for the acoustic performance of them. To confirm these hypotheses, studies on the air resistivity of the material, associated with images obtained from scanning electron microscopy will be performed.



(a) **(b)**

FIGURE 3. **(a) TGA and DTG results; (b) Sound absorption results**

IV. CONCLUSION AND PERSPECTIVES

This study presented the effects of two different fireproof treatment methods, with two different temperature conditions, of hemp fiber stacks. The treatment consisted on the association of a phosphorus-based product (phytic acid) and a nitrogen-based one (urea). The density, the thermal degradation, as well as the acoustic properties were evaluated. A small reduction of the density can occur, but no direct correlation with the treatment condition or method can be made. Further investigations with a scanning electron microscope will provide additional information of the microstructure of the fibers after the treatment to support the results obtained.

The phosphorus was successfully grafted in the hemp fibers, as observed through the TGA results. Moreover, the pulverized fibers achieved a higher residue amount, when compared to the impregnated samples, which indicates that the char layer formed was able to better protect the inner layers of the fiber. Reaction to fire tests will be made to complement this analysis. Lastly, the acoustic performance was measured by tube impedance, and it was observed that the treatment had a negative impact on the sound absorption of the hemp fibers, especially for the pulverized fibers. To explain the effects of the treatments, a more in-depth analysis of the characteristic parameters of the porous and fibrous microstructure of the samples is required, such as porosity, airflow resistivity, tortuosity, among others.

The characterization of microstructure changes due to fire treatment will enable an understanding of these results and the modification of treatment conditions to limit the impact on acoustic performance.

ACKNOWLEDGEMENT

This project has received funding from the European Union's Horizon 2020 research and innovation program under the Marie Skłodowska-Curie COFUND grant agreement N° 101034248.

REFERENCES

AFNOR, A.F. de N., 2003. NF EN 10534-2 - Détermination du facteur d'absorption acoustique et de l'impédance des tubes d'impédance Partie 2 : Méthode de la fonction de transfert.

Amziane, S., Collet, F. (Eds.), 2017. Bio-aggregates Based Building Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 236-BBM, RILEM State-of-the-Art Reports. Springer Netherlands, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-024-1031-0

Antoun, K., Ayadi, M., El Hage, R., Nakhl, M., Sonnier, R., Gardiennet, C., Le Moigne, N., Besserer, A., Brosse, N., 2022. Renewable phosphorous-based flame retardant for lignocellulosic fibers. Industrial Crops and Products 186, 115265. https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2022.115265

Bausch, F., Owusu, D.D., Jusner, P., Rosado, M.J., Rencoret, J., Rosner, S., Del Río, J.C., Rosenau, T., Potthast, A., 2021. Lignin Quantification of Papyri by TGA—Not a Good Idea. Molecules 26, 4384. https://doi.org/10.3390/molecules26144384

Chabriac, P.A., Gourdon, E., Gle, P., Fabbri, A., Lenormand, H., 2016. Agricultural by-products for building insulation: Acoustical characterization and modeling to predict micro-structural parameters. Construction and Building Materials 112, 158–167. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.162

Costes, L., Laoutid, F., Brohez, S., Dubois, P., 2017. Bio-based flame retardants: When nature meets fire protection. Materials Science and Engineering: R: Reports 117, 1–25. https://doi.org/10.1016/j.mser.2017.04.001

Fedorik, F., Zach, J., Lehto, M., Kymäläinen, H.-R., Kuisma, R., Jallinoja, M., Illikainen, K., Alitalo, S., 2021. Hygrothermal properties of advanced bio-based insulation materials. Energy and Buildings 253, 111528. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2021.111528

Freivalde, L., Kukle, S., Andžs, M., Bukšāns, E., Grāvītis, J., 2014. Flammability of raw insulation materials made of hemp. Composites Part B: Engineering 67, 510–514. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.08.007

Gaan, S., Sun, G., 2007. Effect of phosphorus flame retardants on thermo-oxidative decomposition of cotton. Polymer Degradation and Stability 92, 968–974. https://doi.org/10.1016/j.polymdegradstab.2007.03.009

Galimshina, A., Moustapha, M., Hollberg, A., Padey, P., Lasvaux, S., Sudret, B., Habert, G., 2022. Bio-based materials as a robust solution for building renovation: A case study. Applied Energy 316, 119102. https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2022.119102

Hajj, R., El Hage, R., Sonnier, R., Otazaghine, B., Gallard, B., Rouif, S., Nakhl, M., Lopez-Cuesta, J.-M., 2018. Grafting of phosphorus flame retardants on flax fabrics: Comparison between two routes. Polymer Degradation and Stability 147, 25–34. https://doi.org/10.1016/j.polymdegradstab.2017.11.006

Hajj, R., El Hage, R., Sonnier, R., Otazaghine, B., Rouif, S., Nakhl, M., Lopez-Cuesta, J.-M., 2020. Influence of lignocellulosic substrate and phosphorus flame retardant type on grafting yield and flame retardancy. Reactive and Functional Polymers 153, 104612. https://doi.org/10.1016/j.reactfunctpolym.2020.104612

Laoutid, F., Bonnaud, L., Alexandre, M., Lopez-Cuesta, J.-M., Dubois, Ph., 2009. New prospects in flame retardant polymer materials: From fundamentals to nanocomposites. Materials Science and Engineering: R: Reports 63, 100–125. https://doi.org/10.1016/j.mser.2008.09.002

Moussa, M., El Hage, R., Sonnier, R., Chrusciel, L., Ziegler-Devin, I., Brosse, N., 2020. Toward the cottonization of hemp fibers by steam explosion. Flame-retardant fibers. Industrial Crops and Products 151, 112242. https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2020.112242

Pereira, P.H.F., Rosa, M. de F., Cioffi, M.O.H., Benini, K.C.C. de C., Milanese, A.C., Voorwald, H.J.C., Mulinari, D.R., 2015. Vegetal fibers in polymeric composites: a review. Polímeros 25, 9–22. https://doi.org/10.1590/0104-1428.1722

Piegay, C., 2019. Approche conjointe acoustique et thermique pour l'optimisation des laines végétales du bâtiment. Université de Lyon.

Piégay, C., Glé, P., Gourdon, E., Gourlay, E., 2020. A cylindrical self-consistent modelling of vegetal wools thermal conductivity. Construction and Building Materials 232, 117123. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117123

Piégay, C., Glé, P., Gourdon, E., Gourlay, E., Marceau, S., 2018. Acoustical model of vegetal wools including two types of fibers. Applied Acoustics 129, 36–46. https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2017.06.021

Piégay, C., Glé, P., Gourlay, E., Gourdon, E., Marceau, S., 2021. A self-consistent approach for the acoustical modeling of vegetal wools. Journal of Sound and Vibration 495, 115911. https://doi.org/10.1016/j.jsv.2020.115911

Pittau, F., Krause, F., Lumia, G., Habert, G., 2018. Fast-growing bio-based materials as an opportunity for storing carbon in exterior walls. Building and Environment 129, 117–129. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2017.12.006

Sonnier, R., Otazaghine, B., Viretto, A., Apolinario, G., Ienny, P., 2015. Improving the flame retardancy of flax fabrics by radiation grafting of phosphorus compounds. European Polymer Journal 68, 313–325. https://doi.org/10.1016/j.eurpolymj.2015.05.005

Taib, M.N.A.M., Antov, P., Savov, V., Fatriasari, W., Madyaratri, E.W., Wirawan, R., Osvaldová, L.M., Hua, L.S., Ghani, M.A.A., Edrus, S.S.A.O.A., Chen, L.W., Trache, D., Hussin, M.H., 2022. Current progress of biopolymer-based flame retardant. Polymer Degradation and Stability 205, 110153. https://doi.org/10.1016/j.polymdegradstab.2022.110153

Taibi, J., Rouif, S., Clément, J.-L., Ameduri, B., Sonnier, R., Otazaghine, B., 2022. Flame retardancy of flax fibers by pre-irradiation grafting of a phosphonate monomer. Industrial Crops and Products 176, 114334. https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2021.114334

Tarnow, V., 1996. Airflow resistivity of models of fibrous acoustic materials. The Journal of the Acoustical Society of America 100, 3706–3713. https://doi.org/10.1121/1.417233

Zieger, V., Lecompte, T., Hellouin De Menibus, A., 2020. Impact of GHGs temporal dynamics on the GWP assessment of building materials: A case study on bio-based and non-bio-based walls. Building and Environment 185, 107210. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2020.107210

Optimisation énergétique simultanée de systèmes de chauffage par contrôle prédictif multizone – application à un bâtiment résidentiel

Rina BITAR[13], Nicolas YOUSSEF[2], Julien CHAMOIN[1], Fadi HAGE CHEHADE[3], Didier DEFER[1]

[1]*Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France*

[2]*ICL, Junia, Université Catholique de Lille, LITL, F-59000 Lille, France*

[3]*Ecole doctorale de sciences et technologies, Université libanaise, Liban*

RESUME Les changements climatiques ont fait de la maîtrise énergétique une priorité pour la France. Le Grenelle de l'environnement a retenu pour les bâtiments à énergie positive, des objectifs de progrès très ambitieux, notamment en matière de réduction et de gestion de la consommation énergétique. Cette étude examine l'optimisation multizone du chauffage grâce à une modélisation prédictive de la température intérieure dans les bâtiments intelligents en tenant compte de l'influence souvent négligée des zones adjacentes interconnectés. La méthodologie de recherche utilise une simulation thermique dynamique, des modèles prédictifs en parallèle basés sur des régressions linéaires multiples, et un processus d'optimisation thermique. Cette recherche introduit une approche novatrice pour la gestion énergétique des bâtiments, améliorant l'efficacité en considérant les dynamiques interzones et réduisant de manière significative la consommation énergétique liée au chauffage. En appliquant ce processus d'optimisation thermique anticipatif au contrôle du chauffage sur un cas simulé, les résultats montrent une réduction significative de 45% de la consommation énergétique sur la période optimisée.

Mots-clefs Optimisation thermique, Interactions thermiques interzones, Confort thermique, Régression linéaire multiple, Contrôle du chauffage anticipatif

I. INTRODUCTION

En raison des évolutions socioéconomiques mondiales, des préoccupations environnementales croissantes et des ressources terrestres limitées, la gestion de la consommation énergétique des bâtiments devient une priorité majeure dans le contexte actuel de la transition énergétique. La croissance démographique, l'urbanisation accrue et la demande croissante en confort des occupants dans les bâtiments laissent présager une augmentation rapide de la consommation énergétique. Au niveau mondial, les bâtiments représentent 30% de la consommation totale

d'énergie (Dong et al., 2021). En France, le secteur du bâtiment est responsable d'environ 44% de l'énergie finale totale consommée (Ministère de la transition écologique, 2021). Une option pour réduire la consommation d'énergie et créer des bâtiments durables est d'améliorer les performances lors de l'exploitation des bâtiments (Al Doury et al., 2020) en développant des solutions innovantes de pilotage qui peuvent inclure la mise en place de systèmes de gestion énergétique efficaces, tels que la régulation automatisée des systèmes de chauffage, de climatisation et d'éclairage, ainsi que l'application de stratégies intelligentes de gestion énergétique. La prédiction de la consommation énergétique des bâtiments joue un rôle important dans l'amélioration des prises de décision pour réduire la consommation d'énergie et les émissions de CO2 (Amasyali and El-Gohary, 2018)

Cet article met en avant l'intérêt de la simulation prédictive de la température intérieure dans l'amélioration de l'efficacité énergétique des bâtiments. Avec l'élaboration d'une stratégie de chauffage optimale basée sur la modélisation des variations de température et en intégrant les échanges avec les zones adjacentes, cette étude propose une approche anticipative pour la gestion énergétique multizone des bâtiments. Cette approche offre une vision plus complète pour optimiser l'efficacité énergétique globale des bâtiments. Elle montre l'importance de prendre en compte simultanément les différentes zones thermiques d'un bâtiment et leurs interactions pour une gestion thermique précise et efficace.

II. METHODOLOGIE

A. Simulation thermique dynamique

Les démarches d'optimisation thermique abordées dans ce travail s'appuient sur la réalisation d'une simulation thermique dynamique de la maison d'étude. Il s'agit d'un logement d'habitation composé d'un rez-de-chaussée et d'un étage. Il est équipé dans chaque pièce de radiateurs électriques pilotables individuellement. En se référant au plan du bâtiment présenté à la figure 1, la zone 1 est choisie pour cette étude. Elle est adjacente à la zone 2 et à la zone 3. Dans cette première approche, cette disposition spatiale a été retenue dans l'objectif d'étudier spécifiquement l'influence mutuelle des zones adjacentes. Donc, dans un premier temps, l'attention se limite à ces trois zones. Cependant, du fait que la zone 3 échange de la chaleur avec les zones 4, 5 et 6, la méthodologie proposée dans ce travail devra par la suite être étendue à l'ensemble de la maison.

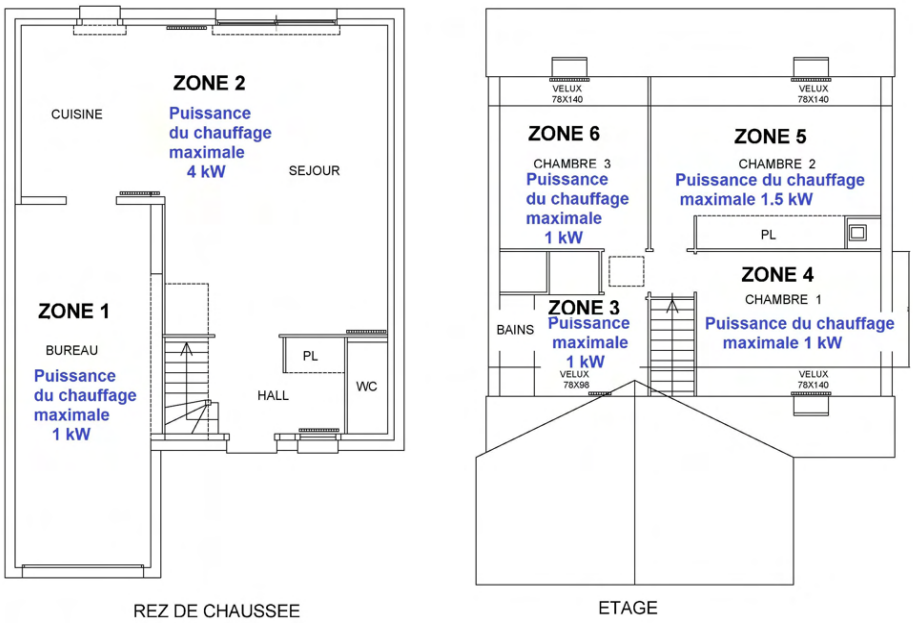


FIGURE 1. Plan du bâtiment d'étude

Le bâtiment a été modélisé sous TRNSYS 18, un logiciel graphique extrêmement flexible utilisé pour simuler le comportement des systèmes dynamiques et réaliser des simulations thermiques dynamiques (STD). La géométrie, les différents paramètres des éléments de construction, les caractéristiques des systèmes de chauffage ont été renseignés. Les différentes zones thermiques ainsi que les scénarios de consignes de température correspondants ont été définis conformément au fonctionnement du bâtiment. Pour la simulation, le bâtiment a été soumis à des contraintes météorologiques extraites du logiciel Meteonorm. Les résultats de la simulation qui comprennent des variables telles que les températures intérieures et les consommations de chauffage de ces trois zones adjacentes ont été analysés minutieusement, grâce à une comparaison avec des mesures in situ, révélant un comportement similaire. Ces résultats, en plus des données météorologiques ont ensuite été utilisés comme ensemble de données d'apprentissage pour créer un modèle de prédiction pour chaque zone et apprécier l'efficacité de la méthode. Dans ce travail, une approche de modélisation à partir des données a été retenue.

B. Modèle de prédiction de la température intérieure

La sélection des variables explicatives des grandeurs à modéliser est une étape importante dans le développement des modèles de prédiction, et la réduction à ceux qui sont significatifs facilite la recherche d'une solution robuste (D'Amico and Ciulla, 2022). Dans cette étude, l'identification des prédicteurs les plus pertinents est basée sur une étude de corrélation. Cette analyse statistique a permis de sélectionner les prédicteurs présentant les plus fortes corrélations avec la température intérieure de chaque zone, parmi lesquels figuraient la température extérieure, l'humidité relative extérieure, le rayonnement solaire global horizontal et la consommation de chauffage de la zone. En plus, les températures intérieures des zones adjacentes ont été prises en considération afin d'intégrer les interactions entre zones dans les modèles. Les données ont été prétraitées. Le

prétraitement des données peut contribuer à améliorer la qualité des données ainsi qu'à améliorer la précision des résultats de prédiction (Qiao et al., 2021). Après comparaison avec d'autres modèles plus complexes (ANN, LSTM, …), un modèle de régression linéaire multiple (MLR multiple linear regression) a été développé pour chacune des trois zones, et les prédicteurs ont été intégrés en tant que données d'entrée ou variables explicatives dans chaque modèle de prédiction de la température intérieure de chaque zone. Le jeu de données généré au pas horaire par TRNSYS s'étend du 1er janvier à 4 h jusqu'au 30 avril à 16 h. Il est divisé en un ensemble d'apprentissage représentant 80% des données et un ensemble de test contenant 20% des données. Puis, une étude spécifique a été menée sur le modèle de prédiction de la zone 1, en ajoutant une historisation des prédicteurs pour optimiser le modèle. Des valeurs passées des prédicteurs ont donc été introduites comme entrées supplémentaires. Elles ont permis d'améliorer les prédictions en prenant en compte l'inertie des phénomènes. Différentes fenêtres d'historisation variant de 0 à 10 heures ont été testées.

C. Résultats du modèle de prédiction et discussion

Pour évaluer la performance du modèle de prédiction, plusieurs métriques ont été utilisées. L'erreur moyenne absolue (MAE mean absolute error) a été employée comme indicateur quantitatif permettant d'évaluer la précision du modèle. Un MAE plus bas indique généralement une meilleure concordance entre les prédictions du modèle et les résultats générées par TRNSYS. Une autre métrique couramment utilisée est la racine de l'erreur quadratique moyenne (RMSE root-mean-square error), qui correspond à la racine carrée de la moyenne des carrés des différences entre les prédictions du modèle et les valeurs de la STD. Cette mesure prend en compte l'amplitude des erreurs, offrant ainsi une perspective plus robuste sur la précision du modèle. Bien que des tests aient été effectués avec différents types de modèles plus complexes, aucune amélioration significative n'a été observée. La régression linéaire multiple a montré une bonne capacité à saisir efficacement les relations complexes entre les variables d'entrée et la variable de sortie (la température intérieure après 1 heure) dans le cas du système de chauffage électrique.(M. Abdellatif, 2021)

Les essais avec les différentes fenêtres d'historisation montrent que les métriques MAE et RMSE, atteignent leurs valeurs les plus basses lorsqu'une historisation de 6 heures est appliquée pour le modèle de régression linéaire multiple de la zone 1. Ces essais ont montré des performances légèrement moins bonnes avec une historisation de 4 heures, comme illustré dans la figure 2. Pour cette première étude, la décision de poursuivre, pour les 3 modèles des 3 zones, avec une historisation de 4 heures plutôt que 6 a été motivée par la volonté d'éviter une complexification excessive du modèle et une augmentation du temps de calcul. La figure 3 illustre de façon explicite les données d'entrée et celle de sortie pour le modèle réalisé pour la zone 1. Les deux autres modèles de régression linéaire multiple créés en parallèle pour les zones 2 et 3 présentent chacun une structure identique à celle du modèle de la zone 1, ainsi que des données d'entrée similaires. Ces modèles permettent de simuler la température intérieure respectivement, de la zone 2 et de la zone 3 pour la prochaine heure. De façon séquentielle, les températures prédites pour le temps t+1 sont alors introduites dans les modèles pour prédire les températures à l'instant t+2 et ainsi de suite sur l'horizon de prédiction.

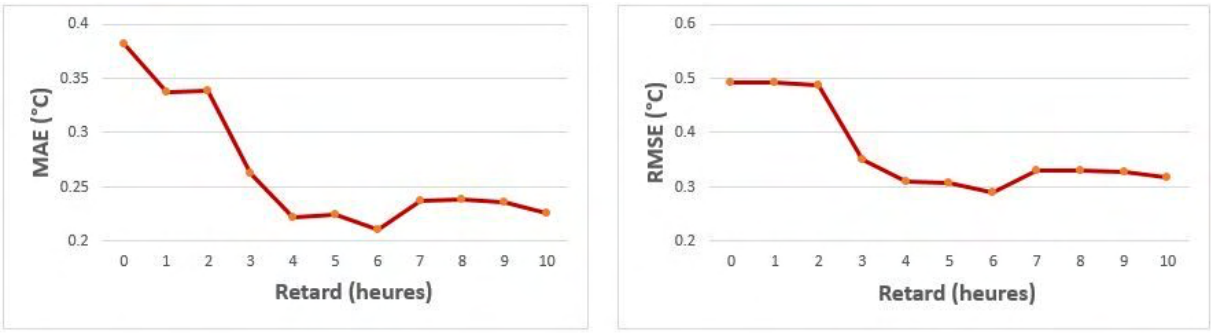


FIGURE 2. **Métriques de performance du modèle de régression linéaire multiple de la zone 1 en fonction de la durée de la fenêtre d'historisation retenue**

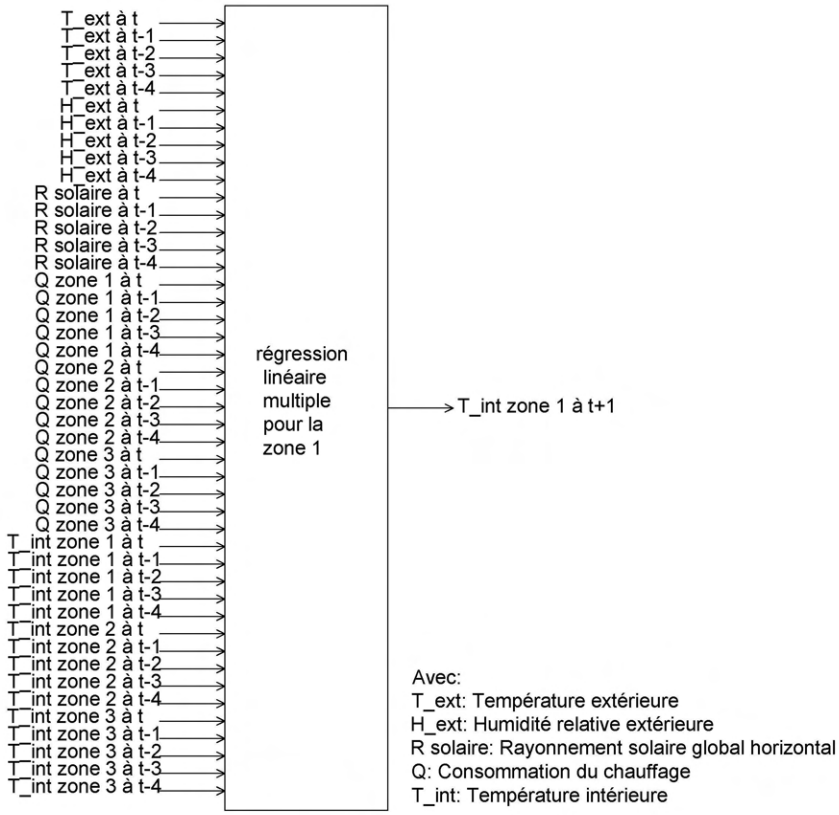


FIGURE 3. **Modèle de prédiction pour la zone 1**

Dans le processus d'évaluation, les figures 4, 5 et 6 permettent de comparer graphiquement les prédictions des trois modèles aux valeurs issues de la simulation pour une période de 10 jours. Les courbes des valeurs prédites et des valeurs générées par la STD sont presque superposées et suivent une dynamique similaire. On constate toutefois que certaines dynamiques très rapides sont mal reproduites par le modèle, c'est essentiellement dû à la relativement faible inertie thermique de la pièce qui constitue un cas difficile pour la simulation. Malgré cela, les résultats

obtenus soulignent la pertinence de la MLR en tant que choix privilégié pour ces objectifs de prédiction. Le tableau 1 présente les métriques évaluant les performances pour le jeu de test des modèles de MLR des 3 zones de la maison d'étude.

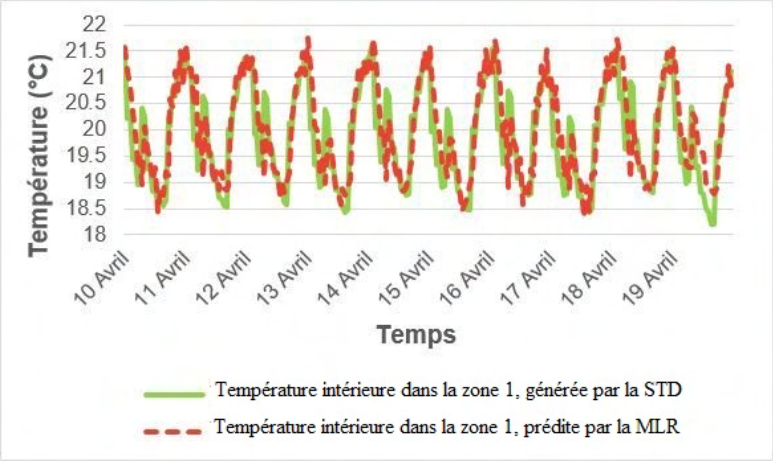


FIGURE 4. **Valeurs prédites et valeurs générées par la STD pour la zone 1**

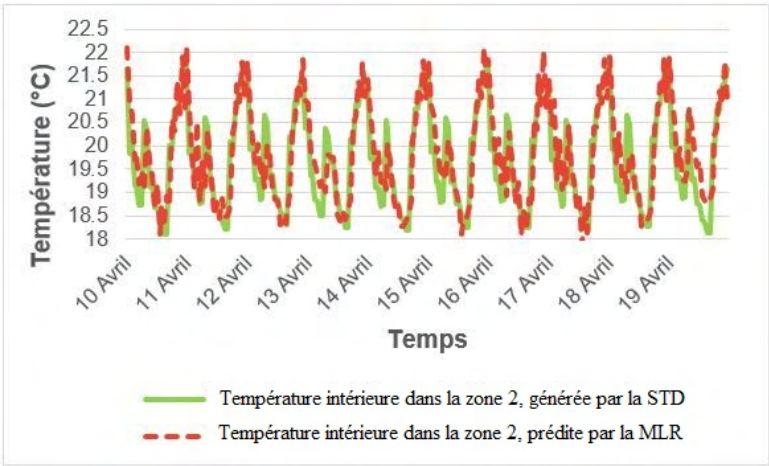


FIGURE 5. **Valeurs prédites et valeurs générées par la STD pour la zone 2**

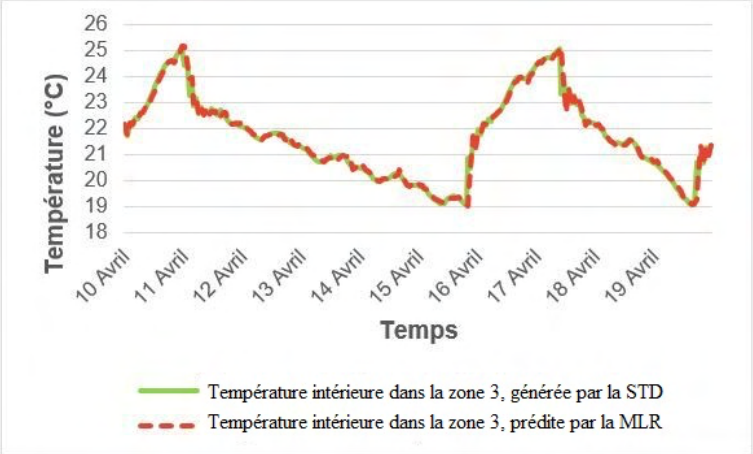


FIGURE 6. **Valeurs prédites et valeurs générées par la STD pour la zone 3**

TABLEAU 1. **Métriques évaluant les performances des modèles de prédiction pour le jeu de test**

	MAE (°C)	RMSE (°C)
Zone 1	0.451	0.584
Zone 2	0.505	0.629
Zone 3	0.094	0.210

D. Optimisation thermique pour une meilleure stratégie de chauffage

L'optimisation de la stratégie de chauffage anticipative des 3 zones adjacentes constituent une étape cruciale dans cette démarche. Dans cette première approche et pour atteindre cet objectif, des tests exhaustifs de toutes les stratégies possibles ont été entrepris pour les trois prochaines heures. Il est évident que cette forme d'optimisation de type « brute force approach » ne pourra pas être envisagée pour un horizon de prédiction plus long ou pour une augmentation du nombre de zones. Dans des travaux futurs, des techniques de type algorithme génétique devront être mises en œuvre.

Pour l'exemple présenté ici, le processus démarre à une heure et date spécifique. Il s'agit du 30 Avril à 17h. Dans ce cas, toutes les données météorologiques, les consommations de chauffage, ainsi que les températures intérieures dans les trois zones de la maison sont disponibles. Toutes ces données sont issues de la simulation. Cette heure initiale et ces données simulées sont cruciales, car elles constituent le point de départ pour l'optimisation anticipative de la stratégie de chauffage des 3 zones. À partir de cette heure simulée, trois heures consécutives de données de simulation sont considérées : 18 h, 19 h et 20 h du 30 Avril, représentant une fenêtre temporelle pertinente pour évaluer et anticiper les besoins en chauffage tout en assurant le confort. Ces données n'ont pas été utilisées pour la phase d'entraînement des 3 modèles de prédiction pour assurer ainsi l'objectivité des résultats. En explorant toutes les combinaisons de séquences de chauffage pour ces trois zones et pour les prochaines 3 heures ainsi que les valeurs antérieures

d'historisation, l'influence mutuelle de chacune sur les autres est prise en compte. Chaque stratégie candidate est ensuite intégrée en tant que données d'entrée dans le modèle de prédiction. Ce processus itératif permet alors d'anticiper la température intérieure dans les trois zones pour chaque stratégie envisagée. 512 stratégies sont testées correspondant aux scénarios de chauffage de 3 zones pendant 3 créneaux d'une heure. Donc, une stratégie consiste en 9 consignes de chauffage, où chacune étant définie soit en position 'on' (chauffage en marche) soit en position 'off' (chauffage arrêté). À la fin de ce processus, le contrôle prédictif vise à satisfaire les exigences de température de l'utilisateur tout en assurant une certaine résilience face aux incertitudes (Luzi et al., 2019). Le confort thermique est une situation difficile à évaluer. Comme dans la grande majorité des travaux de recherche et pour les systèmes de pilotage, son appréciation se limite dans cette étude à observer si la valeur de la température intérieure se situe dans une plage de température acceptable. Dans cette plage horaire, pour les zones 1 et 2, cela correspond à une température intérieure comprise entre 20 et 22, et pour la zone 3, une température comprise entre 20 et 24. Ces limites ont été fixées conformément aux habitudes des occupants. Les différentes étapes de cette démarche sont présentées dans la figure 7.

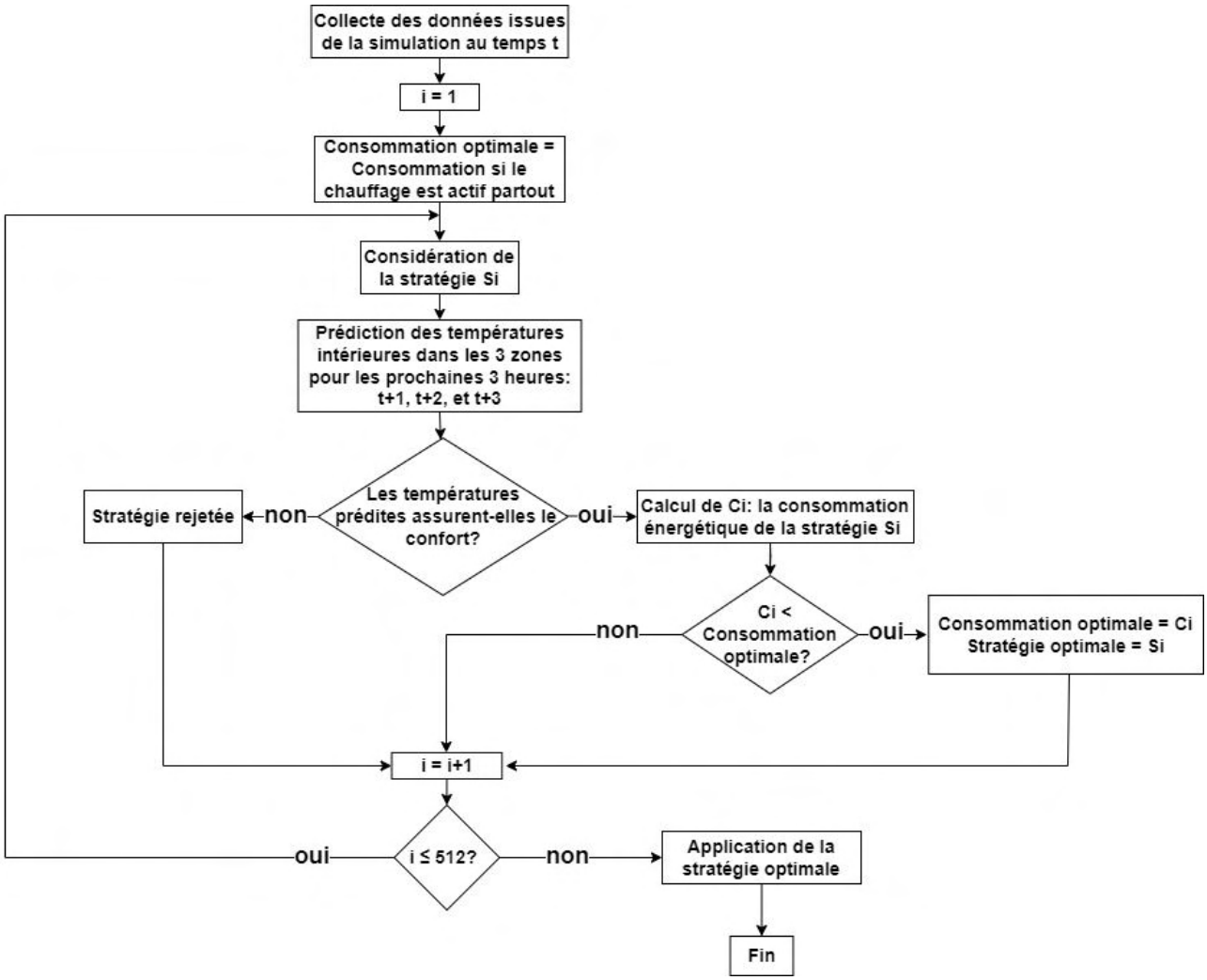


FIGURE 7. Synoptique de l'optimisation de la consommation énergétique du chauffage

III. RÉSULTAT DE L'APPROCHE ANTICIPATIVE DE CONTROLE DU CHAUFFAGE

L'application du modèle prédictif de contrôle du chauffage a permis d'explorer et de tester toutes les stratégies de chauffage pour les trois prochaines heures dans trois zones adjacentes. Les résultats de prédiction de la température intérieure sont en concordance avec les données issues de la simulation, comme le montre la figure 8. Les graphes des valeurs prédites par le modèle de MLR et les valeurs issues de la simulation se superposent et sont généralement proches, bien que parfois leurs courbes présentent des pentes opposés. Ceci s'explique par le fait que le modèle de régression linéaire multiple suppose une relation linéaire entre la variable dépendante et les variables indépendantes. Cependant, dans la réalité, les relations entre les variables ne sont pas strictement linéaires, conduisant ainsi à des variations de température prédites qui ne correspondent pas toujours à celles observées dans la simulation. Il faut toutefois noter que les écarts observés sur la figure 8 sont de l'ordre de 0.25°C, ce qui est très faible dans le domaine de la STD. Dans ce cas précis, la consommation d'énergie par le chauffage révèle une réduction significative de 45% ce qui indique la robustesse du modèle prédictif dans le maintien du confort thermique. En comparant la consommation résultante de la stratégie sélectionnée par le processus d'optimisation du contrôle du chauffage avec celle issue de la simulation dans le tableau 2, il est évident dans ce cas, que la stratégie recommandée par le processus d'optimisation a été mise en œuvre avec succès, conduisant à des économies d'énergie substantielles.

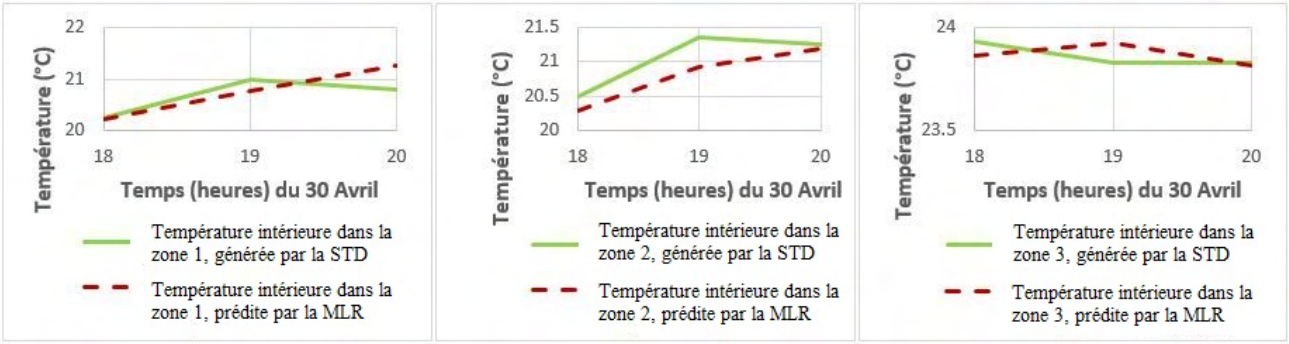


FIGURE 8. Valeurs prédites de la température intérieure pour les 3 prochaines heures du 30 Avril par le processus d'optimisation comparées aux valeurs générées par la STD

TABLEAU 2. Consommation du chauffage

Consommation pour la stratégie choisie par le processus d'optimisation du contrôle du chauffage	6 kWh
Consommation issue de la simulation	11 KWh

Ces résultats démontrent que l'approche prédictive qui prend en compte l'influence des zones adjacentes sur l'inertie thermique, offre une solution intéressante pour améliorer l'efficacité énergétique. En effet, à titre de comparaison, une étude similaire a été menée sur chacune des 3 zones sans intégrer les températures et puissances des 2 zones adjacentes. La méthode prédictive appliquée séparément aux 3 zones a permis dans une moindre mesure d'améliorer leur pilotage mais les modèles respectifs se sont montrés moins précis. L'approche développée ici a montré une capacité à influencer positivement la gestion des systèmes de chauffage et à réduire de manière significative la consommation d'énergie associée.

IV. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

En conclusion, cette approche novatrice axée sur l'inter-dynamique thermique des zones d'un bâtiment et l'efficacité anticipative du contrôle du chauffage représente une option efficace pour une gestion énergétique optimisée. En se concentrant sur le développement d'un modèle prédictif de contrôle du chauffage, cette recherche vise à minimiser la consommation énergétique tout en garantissant le confort de l'utilisateur.

Dans le contexte de l'optimisation thermique, l'incorporation de l'influence des zones adjacentes sur l'inertie thermique dans cette approche a donné des résultats positifs, offrant ainsi une réponse adaptative aux conditions météorologiques changeantes. Avec l'optimisation des périodes de chauffage anticipatif, ce modèle se positionne comme un outil efficace pour réduire la consommation énergétique, et contribue ainsi à une meilleure efficacité énergétique des systèmes de chauffage résidentiels.

Ainsi, ce travail actuel, visant à optimiser le contrôle du chauffage pour les trois prochaines heures en testant toutes les stratégies possibles, ouvre des perspectives pour l'utilisation de processus, tels que les algorithmes génétiques, qui évoluent vers des solutions optimales plutôt que de tester toutes les stratégies. Cette approche pourrait permettre de prédire sur un horizon plus large que trois heures, par exemple, en anticipant les besoins du chauffage sur une journée entière, en tenant compte de l'étude multizone traitée dans cet article.

V. REMERCIEMENTS :

Les travaux présentés dans cet article font partie du projet Eco&Home porté par Junia dans le cadre de la chaire Transition Énergétique et Urbaine. Ils sont financés par l'entreprise Engine Consulting Liban et Junia, grande école d'ingénieurs en France.

REFERENCES

Ministère de la transition écologique, « Énergie dans les bâtiments », 2021 Énergie dans les bâtiments | Ministère de la Transition Écologique et de la Cohésion des Territoires (ecologie.gouv.fr)

Al Doury, R.R.J., Ibrahim, T.K., Salem, T.K., 2020. Opportunity of improving the thermal performance of a high-performance university building based on revit software. *J. Mech. Eng. Res. Dev*. 43, 497–513.

Amasyali, K., El-Gohary, N.M., 2018. A review of data-driven building energy consumption prediction studies. Renew. *Sustain. Energy* Rev. 81, 1192–1205. https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.04.095

D'Amico, A., Ciulla, G., 2022. An intelligent way to predict the building thermal needs: ANNs and optimization. *Expert Syst. Appl*. 191, 116293. https://doi.org/10.1016/j.eswa.2021.116293

Dong, Z., Liu, J., Liu, B., Li, K., Li, X., 2021. Hourly energy consumption prediction of an office building based on ensemble learning and energy consumption pattern classification. *Energy Build*. 241, 110929. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2021.110929

Luzi, M., Vaccarini, M., Lemma, M., 2019. A tuning methodology of Model Predictive Control design for energy efficient building thermal control. *J. Build. Eng*. 21, 28–36. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.09.022

M. Abdellatif, et al., 2021. Thèse de doctorat Makram ABDELLATIF Optimisation dynamique du confort thermique et de la consommation énergétique , approche guidée par les données. Université d'Artois.

Qiao, Q., Yunusa-Kaltungo, A., Edwards, R.E., 2021. Towards developing a systematic knowledge trend for building energy consumption prediction. *J. Build. Eng*. 35, 101967. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101967

Etude des possibilités de fin de vie du béton de chanvre

Guillaume DELANNOY[1], Frédéric BECQUART[2,3], Liselotte TINEL[4], Christelle HUGUET[5], Stéphane LEPOCHAT[5]

[1] FRD-CODEM, BATLab, 56 rue André Durouchez, 80080 Amiens, France
[2] IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, Centre for Materials and Processes, F-59000, Lille, France
[3]Laboratoire de Génie Civil et Géo-Environnement, ULR 4515 – LGCgE, Université de Lille, Institut Mine-Télécom, Université d'Artois, Junia, F-59000, Lille, France
[4]IMT Nord Europe, Institut Mines-Telecom, University of Lille, Centre for Energy and Environment, F-59000, Lille, France
[5] EVEA, 11 Arthur III, 44200 Nantes, France

RESUME Le béton de chanvre est un matériau isolant utilisé depuis plus de 35 ans et avec une durée de vie estimée entre 50 et 100 ans. Malgré l'absence de gisement en déconstruction, il est essentiel d'anticiper la fin de vie de ces produits pour améliorer leur empreinte environnementale et mieux écoconcevoir les formulations à venir. L'objectif du projet ValoBBio est d'apporter de premiers éléments autour des possibilités de déconstruction, de tri et de traitement, mais aussi autour de caractérisations, d'étude de faisabilité technique et des impacts environnementaux associés aux différents scénarios testés.

À partir de deux cas d'école avec des liants et des systèmes constructifs différents, l'étude présentée a testé des scénarios de recyclage, de valorisations organiques et énergétiques. Il apparait que des scénarios comme le recyclage ou la méthanisation sont prometteurs, quand la valorisation énergétique ou le compostage seraient à écarter. D'autres pistes sont à l'étude, tout comme la mesure de l'impact environnemental de ces scénarios.

Mots-clefs Béton de Chanvre, Fin de Vie, Biosourcé, Isolation

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Les enjeux de décarbonation du secteur du Bâtiment sont importants pour atteindre nos objectifs de neutralité carbone d'ici à 2050. La baisse de la consommation énergétique dans le neuf ou la rénovation, et donc l'isolation des bâtiments, et l'utilisation de matériaux à faibles impacts environnementaux sont de véritables leviers. L'utilisation de matériaux isolants à partir de ressources renouvelables, et stockant du carbone biogénique sur un temps relativement long est l'une des solutions.

Au-delà des performances techniques d'un isolant, son impact environnemental est calculé par l'outil d'Analyse de Cycle de Vie. Cette méthodologie est normée (ISO 14040, 2006), tout comme sa déclinaison dans le secteur du Bâtiment via la norme NF EN 15804+A2 (AFNOR, 2019-1) et son complément national (AFNOR 2022). Si l'utilisation de ressources renouvelables et biosourcées est un avantage sur l'étape de fabrication, l'impact en fin de vie est également pris en compte et doit donc être étudié.

Il est considéré, parfois à tort car il n'existe quasiment aucune donnée scientifique, que la gestion en fin de vie de ces matériaux biosourcés ne sera pas très difficile (par exemple « de la chaux et du chanvre peuvent bien retourner au sol »). Néanmoins, les aspects de tri des déchets, de traitements, de faisabilités techniques, réglementaires/normatifs, économiques et de création de filières sont autant de points qu'il faut vérifier pour passer de théoriques scénarios de fin de vie à de vraies solutions opérationnelles. Il devrait être nécessaire pour tout matériau mis sur le marché d'apporter des perspectives de recyclage concrètement établies, ou d'alternatives sur les scénarios en fin de vie. L'éco-conception est primordial, notamment avec le lancement de la REP Bâtiment.

Une étude de l'ADEME de 2014 avait pour objectif d'identifier et d'évaluer les gisements actuels et à venir des matériaux biosourcés en fin de vie (ADEME, 2014). Le secteur du Bâtiment étant le 1er contributeur de déchets en France, les matériaux de construction ont été notamment suivis. Ces produits étant relativement récents, il a été difficile de projeter une quantité de déchets à un horizon à court terme (pas/peu de déconstruction) et l'évolution des filières a rendu difficile la prospective à 2030. Néanmoins, il est apparu qu'il manquait un certain nombre de données techniques pour juger des possibilités techniques et réglementaires des différents scénarios de fin de vie proposés, et notamment pour les bétons végétaux.

Le béton de chanvre est un matériau isolant composé de granulats végétaux, issus de la tige de chanvre appelés chènevotte, d'un liant minéral et d'eau. Depuis plus de 35 ans, ce matériau se développe d'abord en banchage, en projection, et plus récemment en blocs ou en murs préfabriqués. Sa mise en œuvre est régie par des Règles Professionnelles portées par Construire en Chanvre (Construire en Chanvre, 2012). Ses mécanismes de vieillissement permettent de considérer que c'est un matériau durable dans le temps (Delannoy, 2020), il n'y a donc pas, à court terme, de gisements à traiter en fin de vie. Très peu d'études ont travaillé sur la fin de vie du béton de chanvre. Les seuls travaux existants n'ont traité que du recyclage (Trauchessec, 2016 ;Aurore, 2023).

Cependant, l'anticipation de ces questions en fin de vie est essentielle pour :

- améliorer le calcul des impacts environnementaux du matériau retranscrit dans les FDES
- mieux gérer les rebus de fabrication ou de chantier
- écoconcevoir les nouvelles formulations à partir de ces scénarios

C'est dans ce but qu'est né le projet ValoBBio (financement ADEME et Région Hauts-de-France), porté par FRD-CODEM, l'IMT Nord Europe et EVEA pour donner de premiers éléments sur les possibilités de déconstruction, de tri, de traitements et de valorisations du béton de chanvre en fin de vie.

La déconstruction sélective est possible (grignotage de l'enduit puis extraction du matériau d'une ossature bois ou contre un mur) au vu du retour d'experts interrogés dans le projet

(déconstructeurs, artisans, formateurs sur les maquettes de formation, …) ainsi que suite aux essais réalisés par le CSTB dans le cadre du programme Ecoscale sur une solution industrielle (CSTB, 2024). Le traitement du matériau retenu pour le reste de l'étude est le concassage du béton de chanvre. La caractérisation des granulats a fait l'objet d'une première publication (Sawadogo, 2023-1) ainsi que les premiers résultats de recyclage (Sawadogo, 2023-2). L'une des conclusions de cette caractérisation est que les granulats de bétons de chanvre sont classés comme matériaux dangereux, à cause de leur teneur en composé organique notamment dans le lixiviat, au regard des réglementations du code de l'environnement (Conseil de l'Union Européenne, 2003) sur le classement des déchets pour l'enfouissement qui limite la teneur en matière organique pour éviter la création de poche de méthane. En dehors de ce point, le matériau serait classé en matière non dangereuse et non inerte. Cela rend donc très peu probable le scénario de mise en décharge malgré que ce soit aujourd'hui le scénario par défaut dans les FDES (indiqué dans le complément national de la NF EN 15804+A2 (AFNOR, 2022)).

Cet article présente des résultats complémentaires autour du recyclage des granulats de béton de chanvre et les premiers résultats de valorisation organiques et énergétiques.

II. Matériaux et Méthodes expérimentales

A. Matériaux

Les granulats recyclés utilisés dans cette étude sont issus du concassage de deux formulations de bétons de chanvre validées dans les Règles Professionnelles de Construire en Chanvre, l'une à base de liant formulé à la chaux (Ch) et l'autre à base de ciment naturel (CN). Ces matériaux sont soit fournis par les industriels, soit reproduits en suivant les recommandations du fabricant de liant. Après séchage (minimum 3 mois), les blocs sont concassés (grille du concasseur sur D >7mm) et tamisés (d/D = 1/7 mm) pour obtenir des granulats recyclés (GR) d'une part (entre 73 et 86% selon le liant) et de la poussière (entre 14 et 27%).

La caractérisation complète de ces granulats est décrite dans un précédent article (Sawadogo, 2023-1). La tableau 1 donne les principales caractérisations des granulats recyclés.

TABLEAU 1. Principales caractéristiques des granulats recyclés sur les matériaux à base de chaux (GR-Ch) ou de ciment naturel (GR-CN) (Sawadogo, 2023-1)

	Masse volumique apparente	Absorption d'eau W_{72h}	Porosité totale
GR-Ch	242 kg/m³	144 %	88
GR-CN	204 kg/m³	137 %	90

Le liant utilisé pour formuler de nouveaux bétons de chanvre est la formulation à base de chaux, validée dans les Règles Professionnelles de Construire en Chanvre (Construire en Chanvre, 2012), qui a servi à l'une des deux formulations des produits initiaux de l'étude. Les essais avec l'autre liant ont été présentés dans l'étude précédente (Sawadogo, 2023-2).

La chènevotte brute est sous label Granulat Chanvre de Construire en Chanvre et sa caractérisation est aussi décrite dans l'article de (Sawadogo, 2023-1).

B. Méthodes expérimentales

B1 Formulations de bétons de chanvre incluant des granulats recyclés :

Ce travail porte sur les formulations à base de chaux. Une formulation classique (100% de chènevotte brute) sert de référence (BC-Ref-Ch). Différentes formulations de bétons recyclés (BR) ont été testées avec une incorporation progressive de granulats recyclés en substitution à de la chènevotte. La substitution se fait en volumique (10-20-30%) pour garantir un enrobage des granulats par le liant suffisant. La chènevotte brute complète le volume de granulat. Un travail préliminaire sur l'optimisation des formulations (gestion de l'eau en fonction de l'absorption différente des GR, présence de gangue résiduelle …) a permis d'obtenir les formulations suivantes :

TABLEAU 2. Formulations retenues de béton de chanvre avec le liant à base de chaux Ch et en fonction du taux de granulats recyclés (Ref=0% ; 10% ; 20% ; 30%)

	BC-Ref-Ch	BR_10-Ch	BR_20-Ch	BR_30-Ch
Liant/Granulat (massique)	1.6	1.33	1.13	0.99
Eau totale/Liant (massique)	1.9	1.9	1.9	1.9
%volumique de GR en substitution de chènevotte	0%	10%	20%	30%

B2 Conductivité thermique :

La conductivité thermique des bétons de chanvre est mesurée par méthode fluxmétrique selon la norme NF EN 12664 (AFNOR,2001), dans les conditions 10°C/sec, les échantillons étant préalablement séchés à 70°C.

B3 Résistance mécanique :

Les essais en compression pour la campagne d'essai à FRD-CODEM sont réalisés selon la norme NF EN 12390-4 (AFNOR, 2019-2) sur une presse hydraulique.

B4 Essai de compostage :

Les essais de compostage ont lieu dans une enceinte climatique d'un respiromètre (Figure 1-a) avec 12 bioréacteurs qui peuvent fonctionner simultanément. Les échantillons sont introduits dans du compost en proportion massique 1/6 matériau/compost. Le matériau de référence (cellulose microcristalline) est préparé suivant la proportion massique 1/6 matériau référence/compost, en tripliquas. L'essai est réalisé en suivant la norme ISO 14855 (ISO, 2018) (température de 58°C, humidité relative supérieure à 60%HR, durée de l'essai maximum de 6 mois). Des prélèvements d'air sont réalisés au sein de chaque bioréacteur pour permettre le suivi de la concentration en O_2 (consommé) et CO_2 (rejet) dans le milieu. Le paramètre principalement suivi est la minéralisation qui est lié à la production de CO_2 pour déterminer le pourcentage de biodégradation.

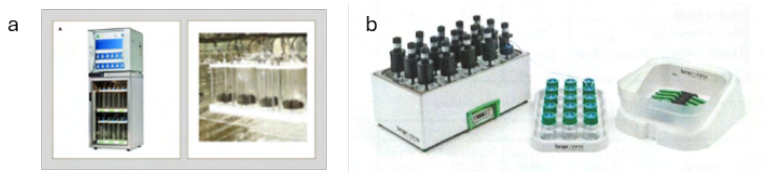


FIGURE 1. a. Respiromètre ECHOA et bioréacteurs – b. Système AMPTS II

B5 Essai de méthanisation :

Pour l'essai de dégradation en milieu anaérobie, le test effectué est un test « BPM » (Biochemical Methane Potential) dit pouvoir méthanogène. C'est un test de dégradation ultime avec une production cumulative de gaz en point final. La quantité de gaz produits lors de la dégradation des échantillons en présence de microorganismes est mesurée par respirométrie et sa composition déterminée par chromatographie en phase gazeuse.

Pour la caractérisation du potentiel méthanogène, un dispositif automatique a été utilisé (figure 1-b), qui permet de mesurer automatiquement la production de méthane. Un ratio Inoculum/substrat à l'état frais de 3 est retenu. Le lisier servant d'Inoculum est filtré préalablement pour limiter la charge en matière organique.

À partir des mesures fournies, les résultats de l'essai du potentiel méthanogène sont exprimés Nm^3CH_4/t représentant le volume de méthane produit en conditions normales de pression (1atm) et de température (0°C), en fonction de la masse en tonne de matières fraiches (ou brutes), en tonne de matières sèches ou en tonne de matières organiques.

B6 Taux de cendre :

Le taux de cendre est défini après combustion dans un four des matériaux à 850°C, après séchage des échantillons à 80°C.

B7 Pouvoir Calorifique Inférieur :

Le Pouvoir Calorifique Inférieur est la quantité totale de chaleur dégagée par la combustion. Il est déterminé selon la norme NF EN ISO 21654 (AFNOR, 2021), dans une bombe calorimétrique étalonnée et avec une température de 25°C.

III. Résultats

A. Recyclage du béton de chanvre

Dans le cadre de cette campagne d'essais, l'objectif a été d'étudier l'effet de l'incorporation de granulats recyclé en substitution d'une partie de la chènevotte. La substitution est exprimée en volume. Ainsi le ratio massique liant/granulat diminue par l'intégration des granulats recyclés qui maintiennent le volume, mais augmentent la masse des granulats pour une même quantité de liant. Au vu d'une même quantité de liant et d'une incorporation plus faible de granulats, le même ratio E_{totale}/L a été retenu.

On observe Figure 2 une augmentation de la masse volumique en fonction du taux d'incorporation des GR. La conductivité thermique augmente entre 10 et 15% par rapport à la référence. En revanche, concernant les propriétés mécaniques, on observe une augmentation de la résistance en compression à partir de 20% de GR.

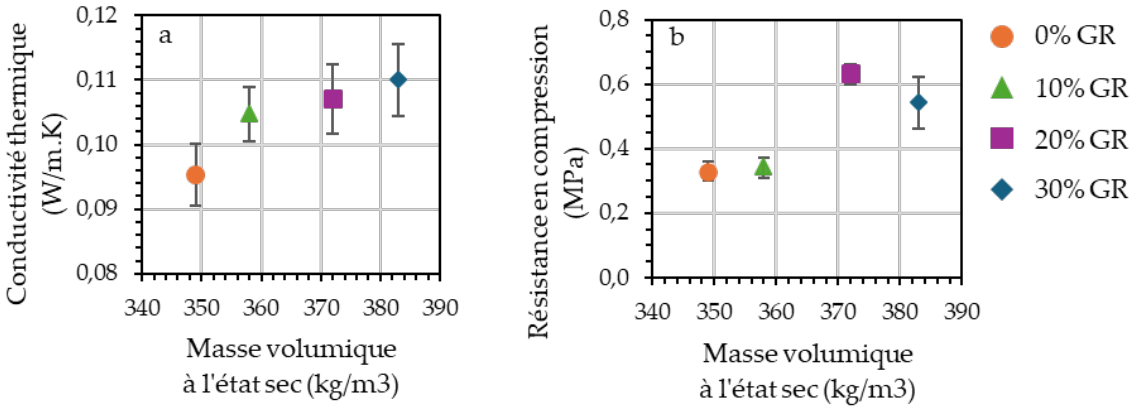


FIGURE 2. Résultats de masses volumiques, conductivité thermique (a) et résistance en compression (b) de la formulation de référence avec de la chènevotte (BC-Ref-Ch) et des formulations de bétons recyclés avec un liant à base de chaux et en substituant la chènevotte par 10%, 20% ou 30% en volume de granulats recyclés (BR_10-Ch, BR_20-Ch, BR_30-Ch))

Avec un objectif de limiter l'augmentation de la conductivité thermique sans dégrader les performances mécaniques, il apparait donc possible de recycler du béton de chanvre pour faire une nouvelle formulation de béton de chanvre. Le taux d'incorporation de GR sera néanmoins limité pour rester acceptable sur son objectif principal de matériau isolant.

B. Valorisation organique

La valorisation organique est envisageable par la présence de matières organiques. Différentes solutions existent comme le compostage, la méthanisation ou l'amendement organique.

B1 Compostage

Le compostage est un procédé aérobie permettant de dégrader la matière organique et qui produit de la matière (compost) qui sert notamment d'amendement des sols. Dans une démarche de valorisation de déchets, l'approche retenue dans l'étude est celle d'un compostage industriel.

Les résultats de minéralisation (émission de CO_2) sont présentés Figure 3.

Les cinétiques de minéralisation obtenues sont les mêmes pour les deux formulations de béton de chanvre (GR-Ch et GR-CN). Pour obtenir la quantité de CO_2 provenant de l'échantillon, il est nécessaire de soustraire à chacune des cinétiques celle correspondant à la cinétique de minéralisation du blanc contenant du compost seul ($GR_Ch_{corrigé}$ et $GR_CN_{corrigé}$). En comparant les cinétiques des échantillons à celle obtenue pour le blanc, les courbes sont au-dessus de celle du blanc pendant les 5 premiers jours de l'essai de compostage. À partir des taux de carbone organiques déterminés précédemment, cela correspond à un taux de biodégradation de 4% pour les deux échantillons fournis. Au-delà de 5 jours, les courbes se situent en-dessous de la courbe de

blanc (et même en négatif), la minéralisation diminue pour le compost contenant les échantillons fournis. Cela signifie qu'au-delà de 4% de biodégradation, l'activité des micro-organismes devient plus faible que pour le compost seul.

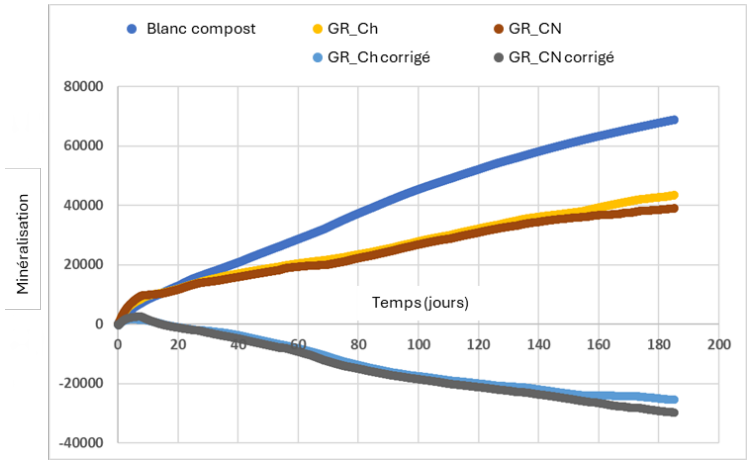


FIGURE 3. Courbe de minéralisation des granulats issus du broyage du béton de chanvre avec le ciment naturel (GR-CN), avec la chaux (GR-Ch) et du témoin (T), ainsi que les courbes corrigées GR-CN corrigée et GR-Ch corrigée

Une explication est que l'incorporation de granulats de chènevottes enrobés par une matrice minérale limite la biodégradation de la chènevotte à un taux de 4% et diminue de façon significative l'activité des micro-organismes du compost.

La courbe de minéralisation étant tracée à partir de la mesure du taux de CO_2, la présence de liants minéraux peut fausser la mesure en captant par carbonatation une partie du CO_2 émis, rendant difficile l'exclusion définitive de ce scénario. Un essai sur réacteur est prévu pour apporter une caractérisation plus fine du digestat et pouvoir conclure sur l'intérêt de cette solution de fin de vie.

B2 Méthanisation

La méthanisation est un procédé de dégradation anaérobie, permettant de produire du biogaz ainsi que de la matière utile en amendement des sols. Seul le granulat recyclé du béton de chanvre à base de chaux (GR-Ch) est testé dans cette étude, en comparaison avec la chènevotte seule.

Les courbes de production cumulée de méthane permettent de voir les cinétiques de production du gaz au-delà de la valeur maximale atteinte (Figure 4). On observe que les échantillons de chènevotte produisent plus de méthane par tMS. La teneur en carbone organique étant plus importante, ce résultat est attendu. Néanmoins, avec moins de 50% de matière organique pour les granulats recyclés, on observe que l'on ne divise pas par 2 la quantité de méthane produit par rapport à la chènevotte brute. De plus, cette valeur obtenue de 100 $Nm^3_{CH4}.t_{MS}^{-1}$ est tout à fait compétitive avec d'autres matières aujourd'hui couramment introduites dans les méthaniseurs (valeur supérieure aux lisiers par exemple).

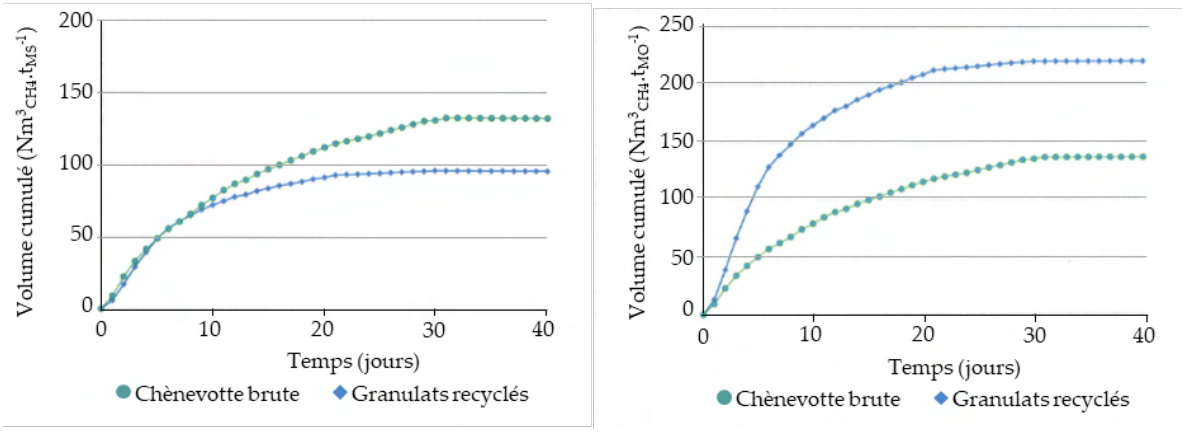


FIGURE 4. Courbes cumulées de production de méthane pour la chènevotte brute et pour GR-Ch par tonne de matières sèches et par tonne de matière organique.

Lorsque l'on observe la courbe de méthane produit selon la teneur en matière organique, on peut conclure qu'il y a une meilleure efficacité de production de méthane à partir des granulats de béton recyclé. Le pH basique, voire la dégradation alcaline du granulat par le liant facilite la dégradation de la matière organique et donc favorise la production de méthane. De plus, des études récentes ont montré l'intérêt de traiter à la chaux les intrants de méthanisation, pour augmenter le rendement jusqu'à 15% en conditions réelles (Van Vlierberghe, 2022). En effet, le pH a tendance à diminuer au cours de la réaction, et à limiter la production de méthane. Un ajout de chaux est parfois utilisé pour équilibrer le pH est garantir un rendement suffisant. Ainsi, l'ajout dans les intrants de granulats de béton de chanvre pourrait avoir, au-delà de l'apport de matières organiques, un intérêt par la présence de matières minérales basiques.

B3 Amendement organique

Au vu de l'apport organique, mais aussi de l'apport basique nécessaire pour certains sols, l'amendement organique/minéral est envisagé. Différents aspects semblent intéressants à étudier :

- Le paillage horticole : l'usage de paillage horticole permet de réduire la quantité d'eau à apporter dans les parterres, et participe dans le temps à un apport de matière organique.
- L'amendement organique agricole : le retour au sol peut être une source de carbone/azote pour la terre, mais aussi la présence de minéraux peut permettre d'ajuster le pH des sols et d'éviter/réduire l'ajout de chaux dans les champs.

Une étude de caractérisation des métaux, du ratio carbone/azote , etc. est en cours permettant de retenir ou non cette solution en fonction des réglementations en vigueur.

C. Valorisation énergétique

La caractérisation des granulats des deux formulations de béton de chanvre en termes de taux de cendre et de PCI est présentée dans le Tableau 3. On observe que le taux de cendres des granulats recyclés est proche de 50%, beaucoup plus élevé que le 2.5% de la chènevotte. C'est la présence de liant qui est majoritairement responsable de ce taux de cendre. En revanche, le PCI est beaucoup plus faible, avec des valeurs entre 3 et 4 MJ/kg quand le PCI de la chènevotte est de 16,4 MJ/kg.

Pour les voies de valorisation énergétique comme les biocombustibles ou pellets, le PCI est trop faible et le taux de cendres trop élevé par rapport aux normes en vigueur.

Pour la pyrolyse ou gazéification, c'est le taux de cendres qui exclut la faisabilité économique plus que technique de retenir cette solution.

TABLEAU 3. Résultats du taux de cendres et du Pouvoir Calorifique Inférieur pour la chènevotte brute, les granulats issus du broyage du béton de chanvre à base de ciment naturel (BR-CN) et du béton à base de chaux (BR-Ch)

	Chènevotte	BR-CN	BR_Ch
Taux de cendres (%)	2,5	49,8	47,7
PCI (MJ/kg)	16,4	3,3	3,7

Les Combustibles Solides de Récupération (CSR) sont la dernière voie envisageable. La dernière classe de CSR demande un PCI >3MJ/kg, ce qui est le cas ici. En revanche, le taux de cendres restant très élevé, la pertinence économique ainsi que la concentration de métaux lourds rendent difficilement envisageable l'incorporation dans des CSR de granulats de béton de chanvre, même dans des fours de cimenterie.

IV. Conclusion

L'objectif du projet ValoBBio est d'apporter de premières données scientifiques et techniques pour anticiper la fin de vie du béton de chanvre, malgré une absence à ce jour de gisement de matériaux déconstruits. Cela est nécessaire pour mieux écoconcevoir les formulations de demain ainsi que pour choisir un scénario de fin de vie pertinent dans le cadre des ACV au vu d'éditer des FDES des bétons végétaux.

Après avoir eu la confirmation de la démontabilité du béton de chanvre en fin de vie, et la faisabilité d'un concassage permettant de récupérer des granulats végétaux, différentes voies de valorisation ont été investiguées dans cette étude.

Le recyclage de ces granulats est possible pour formuler de nouveaux bétons de chanvre. La présence de liant sur ces granulats alourdit le matériau, ce qui entraine une augmentation de la masse volumique ainsi qu'une dégradation de la conductivité thermique. Néanmoins, la faisabilité technique est prouvée, et des domaines d'emplois spécifiques comme des ateliers dans le projet Aurore (Aurore, 2023), des granges, etc. semblent pertinents.

La valorisation organique est également prometteuse. Malgré la présence de liant résiduel, la méthanisation a montré des résultats prometteurs au vu des valeurs de pouvoirs méthanogènes de produits aujourd'hui introduits dans des méthaniseurs. La présence de chaux serait même un avantage pour réguler le pH du réacteur. Si la faisabilité technique d'un retour au sol est en train d'être étudiée, il semble que le compostage doit être approfondi au vu de la méthodologie d'essai utilisée.

Enfin, la valorisation énergétique semble à exclure, au vu de la faible valeur de PCI et le taux de cendres élevé des GR.

La suite de l'étude se porte principalement sur l'étude environnementale des scénarios de fin de vie les plus pertinents comme la méthanisation et le recyclage, en comparaison avec le scénario par défaut qu'est l'enfouissement.

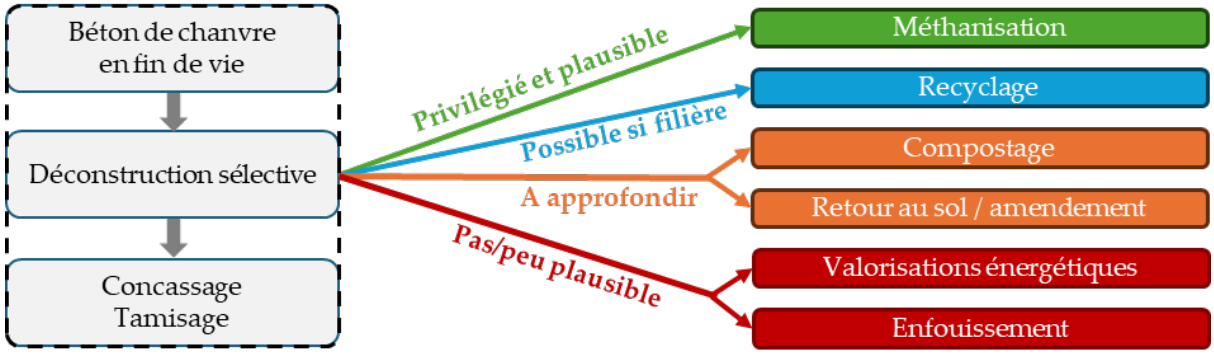


FIGURE 5. **Résumé des voies de valorisations possibles ou non du béton de chanvre**

REMERCIEMENTS

Ce projet est soutenu par le financement de l'ADEME (Appel à Projet GRAINE) et de la Région Hauts-de-France (dispositif FRATRI).

Le consortium de ValoBBio remercie les financeurs de l'étude, ainsi que les personnes impliquées dans les comités scientifiques autour du projet ValoBBio (universitaires, entreprises de la fin de vie et des déchets, Construire en Chanvre et les membres de la filière Chanvre, institutionnels …)

REFERENCES

ADEME, Tech2Market, FRD, NaturPlast (2014). Identification des gisements et valorisation des matériaux biosourcés en fin de vie en France. *Librairie ADEME*.

AFNOR (2001). Performance thermique des matériaux et produits pour le bâtiment - Détermination de la résistance thermique par la méthode de la plaque chaude gardée et la méthode fluxmétrique - Produits secs et humides de moyenne et basse résistance thermique. *Norme NF EN 12664.*

AFNOR (2019-1). Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction. *Norme NF EN 15804+A2.*

AFNOR (2019-2). Essais pour béton durci - Partie 4 : résistance à la compression - Caractéristiques des machines d'essai. *Norme NF EN 12390-4.*

AFNOR (2021). Combustibles solides de récupération – détermination du pouvoir calorifique. *Norme NF EN ISO 21654.*

AFNOR (2022). Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction – Complément national à la NF EN 15804+A2. *Complément à la Norme NF EN 15804+A2*.

Aurore, ADEME (2023). Réemploi et recyclage du béton de chanvre à Paris. *Librairie ADEME, 012089.*

Conseil de l'Union Européenne (2003). Établissant des critères et des procédures d'admission des déchets dans les décharges conformément à l'article 16 et l'annexe II de la directive 1993/31/CE. https://aida.ineris.fr/reglementation/directive-ndeg-199931ce-260499-concernant-mise-decharge-dechets

Construire en Chanvre (2012). Règles Professionnelles d'exécution. *SEBPT.*

CSTB (2024). Ecoscale : L'évaluation environnementale de la circularité du CSTB. https://evaluation.cstb.fr/fr/ecoscale/

Delannoy G., Marceau S., Glé P., Gourlay E., Guéguen Minerbe M., Amziane S., Farcas F. (2018). Durability of hemp concretes exposed to accelerated environmental aging. *Construction and Building Materials, 252, 31 p*. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119043

International Organisation for Standardization (2006). Management environnemental, Analyse du cycle de vie, principes et cadre. *Norme ISO 14040 :2006*.

International Organisation for Standardization (2018). Détermination de la biodégradabilité aérobique ultime des matériaux plastiques dans des conditions contrôlées de compostage - Méthode par analyse du dioxyde de carbone libéré - Partie 2 : mesurage gravimétrique du dioxyde de carbone libéré lors d'un essai de laboratoire. *Norme ISO 14855-2 :2018.*

Sawadogo A.Y.F., Becquart F., Tinel L., Locoge N., Delannoy G. (2023-1). Caractérisation physique d'agrégats de béton de chanvre recyclés. CFGC 2023, *AJCE, 40(1).*

Sawadogo A.Y.F., Becquart F., Tinel L., Locoge N., Delannoy G., Lepochat S. (2023-2). Evaluation on the possibility of using hemp recycled aggregates in new formulations of hemp bio-based concrete. *In Proceedings of the International Conference on Bio-Based Building Materials, Vienna, Austria, 21–23 June 2023*.

Trauchessec M. (2016). Recyclage du béton de chanvre. *Synthèse de l'opération de recherche stratégique et incitative MaBioNat, 42-43.*

Van Vlierberghe C., Escudie R., Bernet N., Santa-Catalina G., Frederic S., Carrère H. (2022). Conditions for efficient alkaline storage of cover crops for biomethane production, *Bioresource technology, 348, 126722. https://doi.org/10.1016/j.biortech.2022.126722*

Qualification de bétons bas-carbone destinés aux CMC par approche performantielle

Gilles ESCADEILLAS[1], Nathalie KOUTA[1], Jean OSTROVSKY[2]

[1] *LMDC, UPS/INSA, Université de Toulouse*

[2] *Ménard France, Orsay*

RESUME Dans un contexte environnemental de plus en plus exigeant, le développement de bétons plus respectueux de l'environnement, appelés aussi bétons bas-carbone, et bien évidemment toujours adaptés aux conditions d'exposition des ouvrages, est un enjeu majeur pour les entreprises du BTP. C'est dans ce contexte que la société Menard a réalisé avec le LMDC une étude visant à qualifier de nouveaux bétons pour la réalisation d'une de leur spécificité à savoir les colonnes à module contrôlé (CMC). Ces nouveaux bétons ont été développés en se basant sur la méthodologie d'approche performantielle, telle que développée dans le projet national PerfDub et précisée dans le fascicule de documentation FD P 18-480 (2022) et la NF EN 206+A2/CN. L'objectif de cet article est de montrer comment l'approche performantielle permet de qualifier ces bétons bas-carbone destinés à la réalisation de colonnes à module contrôlé, réalisés en centrale, mais aussi les limites actuelles de cette approche performantielle.

Mots-clefs Béton - Développement durable - Approche performantielle - FD P 18-480 - Colonnes à module contrôlé

I. INTRODUCTION

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde car il est à la fois disponible mondialement, facile d'utilisation et, quand il est bien formulé et utilisé, durable. Cependant, son impact environnemental et plus particulièrement son empreinte carbone sont fortement affectés par l'utilisation de ciments Portland à fortes teneurs en clinker. Pour diminuer cet impact, il convient de développer rapidement des bétons plus respectueux de l'environnement utilisant le moins possible de clinker. Ce développement doit se faire en maintenant a minima les propriétés d'usage aux états frais et durcis et en particulier en termes de durabilité en fonction des classes d'exposition des ouvrages ou parties d'ouvrages.

Pour qualifier ces nouveaux bétons, il était possible d'appliquer normativement depuis le début des années 2000 une approche dite « performantielle » (concept de performance équivalente ou méthode de conception performantielle présentés dans la norme NF EN 206-1 2004 (durée de vie 50 ans) ou le fascicule 65 du CCTG (durée de vie 100 ans)). Cette approche avait pour objectif de passer d'une logique prescriptive « d'obligation de moyens » (type et dosage minimum en ciment et additions, rapport eau/liant maximum, résistance à la compression à 28 jours…) à une logique performantielle « d'obligation de résultats » utilisant des indicateurs de durabilité généraux ou spécifiques aux classes d'exposition visées [1]. Cependant, cette approche performantielle ne faisait pas l'objet de règles normatives détaillées que ce soit au niveau français ou au niveau européen ce qui limitait son utilisation. Ainsi, seuls quelques bétons de grands ouvrages (par

exemple le pont sur le Tage au Portugal, le pont Rion-Antirion en Grèce, le viaduc de la Nouvelle Route du Littoral sur l'Ile de la Réunion) ont été développés en utilisant cette approche.

Il était donc indispensable de lever les freins au développement de l'approche performantielle en proposant, à l'échelle nationale dans un premier temps, une méthodologie d'application s'appuyant sur des essais de qualification et des seuils d'acceptabilité pertinents et fiables. C'est ce qui a été fait dans le cadre du Projet National PerfDuB (Approche Performantielle de la Durabilité des ouvrages en Béton), regroupant de 2015 à 2023 une cinquantaine de partenaires universitaires et industriels. A l'issue de ce projet, et en s'appuyant sur l'expérience GranduBé [2], plusieurs essais de caractérisation ont été finalisés, dont la plupart ont été ensuite normalisés, et les valeurs seuils ont été proposées pour les propriétés de durabilité en adoptant une approche systématiquement sécuritaire permettant d'apporter une garantie de durabilité au moins équivalente à celle obtenue par l'approche prescriptive usuelle [3]. Ces valeurs seuils ont servi de base à l'élaboration du fascicule de documentation FD P 18-480 (octobre 2022) [4], norme française relative à l'approche performantielle dans le domaine de la NF EN 206+A2/CN [5].

Profitant de ce nouveau contexte règlementaire, la société Ménard, qui est à l'origine de nombreuses techniques de renforcement de sols, a souhaité développer de nouveaux bétons en s'appuyant sur cette approche performantielle, en particulier pour son application de Colonnes à Module Contrôlé (CMC). Cette technique, qui s'applique à tous types de sols et est adaptée à tous types de structures, consiste à insérer dans les sols un réseau d'inclusions rigides, généralement non armées, afin d'améliorer la portance et/ou réduire les tassements verticaux du sol, ce qui présente une alternative idéale aux pieux/dalles structurales en permettant de fonder l'ouvrage sur un système fondation conventionnelle/dalle sur sol (https://www.menardfrance.fr/soil-expert-portfolio/colonnes-a-module-controle-cmc/). Pour réaliser cette étude, la société Ménard s'est rapprochée du LMDC, laboratoire universitaire qui a participé au Projet National PerfDuB. Cet article présente une petite partie des résultats obtenus au cours de l'étude dans l'objectif de montrer les avantages et les limites actuelles de l'approche performantielle.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux

Le principe d'étude retenu était basé sur l'utilisation de bétons industriels, fabriqués en centrale à béton. Les formulations de base sont des formulations livrées par les centrales pour les classes d'exposition données. Les formulations « performantielles » sont obtenues à partir des formulations de base en remplaçant une partie du ciment par des additions normalisées. Des ajustements liés aux spécificités des CMC peuvent être effectués (bétons fluides, généralement avec un D_{max} limité).

Cette approche, non traditionnelle, permet de valider, en amont des essais, la faisabilité industrielle de la formulation très spécifique utilisée pour les applications CMC [6]. De manière à rendre compte de la diversité des matériaux (ciments, additions, granulats, …), des approches de formulation et des outils de fabrication, plusieurs formulations ont été testées sur plusieurs centrales, dans différentes zones françaises.

Seuls les résultats relatifs à deux séries de formulations seront présentés ici. Une formulation est relative à un béton soumis à une agression par des sulfates (classe d'exposition XA2 « sulfates ») alors que l'autre béton est soumis à une agression par du nitrate d'ammonium, assimilée en première approche à une attaque acide (classe d'exposition XA2 « ammonium »).

a. Liants

Les liants et additions utilisés dans les différentes formulations sont présentés dans le Tableau 1.

TABLEAU 1 : Type de liant, dosage en liant et eau efficace (kg/m³) des différentes formulations étudiées

Appellation	C1 XA2 "Sulfates"	C1p XA2 "Sulfates"	C2 XA2 "Ammonium"	C2p XA2 "Ammonium"
Type de liant - Addition	CEM I 52,5 N SR3	CEM I 52,5 N - S - LL	CEM I 52.5 N SR3	CEM I 52.5 N SR3 - S
Liant total	380	400	368	320
Clinker	380	110	368	114
Laitier	0	200	0	206
Filler calcaire	0	90	0	0
Eau efficace	171	170	167	185

Ce tableau met en évidence la diminution importante de la partie clinker dans les formulations « performantielles ». Les dosages en liant total sont conformes aux exigences de la norme NF EN 206+A2/CN pour les formulations C1, C1p et C2 en classe d'exposition XA2 (> 350 kg/m³) et non conforme pour la formulation C2p. Par contre, les liants sont conformes aux exigences de la norme FD P 18-011 [7] pour les classes d'exposition visées et toutes les formulations sont conformes au FD P 18-480 (liant total > 300 kg/m³).

b. Phase granulaire

Les principales caractéristiques des granulats utilisés dans les différentes formulations sont présentées dans le Tableau 2.

TABLEAU 2 : Minéralogie, forme, G/S et D_{max} des granulats utilisés dans les différentes formulations

Appellation	C1 XA2 "Sulfates"	C1p XA2 "Sulfates"	C2 XA2 "Ammonium"	C2p XA2 "Ammonium"
Minéralogie Sable	Siliceux	Siliceux	Calcaire	Calcaire
Minéralogie Gravillons	Calcaire	Calcaire	Calcaire	Calcaire
Forme	Roulé lavé + concassé	Roulé lavé + concassé	Concassé	Concassé
G/S	0,99	0,95	1,29	0,65
D_{max} (mm)	20	20	16	16

A noter la différence significative de rapport G/S entre les formulations C2 et C2p qui ne permettra pas d'appliquer l'approche performantielle comparative pour les classes XA (on doit en effet comparer des bétons de même squelette granulaire).

c. Autres caractéristiques

Les autres caractéristiques des formulations des bétons étudiés sont présentées dans le Tableau 3.

La fraction volumique de pâte F_{Vp}, utilisée pour le calcul de la vitesse de carbonatation, est calculée en prenant en compte le rapport entre tous les volumes de matériaux inférieurs à 63 µm, l'eau efficace et les adjuvants sur le volume total. Le facteur de vieillissement α, ou ageing factor, qui permet de prendre en compte l'évolution des propriétés du béton au cours du temps et notamment le D_{rcm}, est calculé selon le FD P 18-480 avec la formule suivante :

- $\alpha = 0{,}3 + \min(0{,}2\ S\ ;\ 0{,}15) + \min(1{,}1\ V\ ;\ 0{,}30) + \min(1{,}1\ D\ ;\ 0{,}10) + \min(1{,}1\ MK\ ;\ 0{,}10)$;
- Où S est la fraction massique de laitier moulu, V est la fraction massique de cendres volantes, D est la fraction massique de fumée de silice et MK est la fraction massique de métakaolin de type A, les fractions massiques étant rapportées à la masse cumulée du ciment, du laitier moulu, des cendres volantes, de la fumée de silice et du métakaolin.

L'empreinte carbone est calculée à partir des données de la profession (intègre la fabrication et le transport du béton).

TABLEAU 3 : Autres caractéristiques des formulations des bétons étudiés (F_{Vp} : fraction volumique de pâte, α : facteur de vieillissement)

Appellation	C1 XA2 "Sulfates"	C1p XA2 "Sulfates"	C2 XA2 "Ammonium"	C2p XA2 "Ammonium"
Eau efficace / Liant total	0,45	0,43	0,45	0,58
Entraineur d'air	non	non	oui	oui
F_{Vp}	0,302	0,319	0,330	0,353
α	0,30	0,43	0,30	0,43
Empreinte carbone ($kg\ CO_2\ eq\ /\ m^3$)	326	145	316	143

On peut souligner l'augmentation du facteur α des formulations « performantielles » liée à l'utilisation de laitier ainsi que la baisse importante de l'empreinte carbone de ces formulations (en moyenne 40 % de l'empreinte initiale avec laitier pris à 100 kg_{eqCO2}/t). Les rapports Eau efficace / Liant total sont conformes aux exigences de la norme NF EN 206+A2/CN pour les formulations C1, C1p et C2 en classe d'exposition XA2 (< 0,5) et non conforme pour la formulation C2p.

d. Fabrication et conservation des éprouvettes

Les bétons de CMC étudiés ont été fabriqués en centrale à béton sous la responsabilité de l'entreprise Ménard. 24 éprouvettes Φ 11 cm H 22 cm (ou 11x22) ont été confectionnées par type de béton. Après démoulage (entre 1 et 3 jours), les éprouvettes ont été conservées sur centrale dans de l'eau à 20 °C puis envoyées au LMDC où elles ont été de nouveau mises dans de l'eau à 20 °C jusqu'à échéance d'essai.

B. Méthodes

a. Essais mécaniques

Des essais en compression simple avec détermination du module d'élasticité ont été faits à 28 et 91 jours après rectification des éprouvettes (4 éprouvettes testées par échéance).

b. Porosité accessible à l'eau

Les essais de porosité accessible à l'eau ont été effectués à 91 jours sur 3 corps d'épreuve de 50

mm d'épaisseur prélevés pas sciage dans trois éprouvettes 11x22 différentes mais issues d'un même lot. L'essai est basé sur la norme NF P 18-459 d'août 2022.

c. Résistivité électrique

Les essais de résistivité électrique ont été effectués à 91 jours sur 3 corps d'épreuve de 50 mm prélevés pas sciage dans trois éprouvettes 11x22 différentes mais issues d'un même lot. L'essai est basé sur la norme XP P 18-481 de décembre 2022.

d. Essai accéléré de migration des ions chlorure en régime non stationnaire

Cet essai permet de déterminer le coefficient de diffusion apparent D_{rcm} des ions chlorure. Les essais ont été effectués à 91 jours sur 3 corps d'épreuve de 50 mm prélevés pas sciage dans trois éprouvettes 11x22 différentes mais issues d'un même lot (Figure 1). Il est basé sur la norme XP P 18-462 de décembre 2022.

e. Essai accéléré de résistance aux sulfates extérieurs sur béton (immersion-séchage)

Cet essai permet de caractériser le comportement de bétons placés dans un environnement chimiquement agressif renfermant des sulfates (classes d'exposition XA). L'essai réalisé est basé sur la norme SIA 262/1 Annexe D de 2013. Réalisé sur des carottes prélevées dans le béton à tester, il consiste dans un premier à temps à réaliser 4 cycles successifs d'immersion dans une solution à 50 g/l de Na_2SO_4 suivi d'un séchage à 50 °C, puis, dans un deuxième temps, de conserver 56 jours supplémentaires ces carottes dans la solution sulfatique. Pendant tout l'essai, les variations dimensionnelles et massiques sont suivies. L'essai est réalisé sur 6 carottes de 28 ± 1 mm de diamètre.

f. Essai de lixiviation à l'acide nitrique à pH constant

Cet essai permet de caractériser le comportement de bétons placés dans un environnement chimiquement agressif composé d'eau pure et/ou d'acides minéraux (classes d'exposition XA). L'essai consiste à immerger des corps d'épreuve en béton dans une solution chimiquement agressive du fait de son pH, à suivre la lixiviation du calcium dans le temps et à évaluer sa dégradation en fin d'essai (Figure 2). Les essais ont été faits à 91 jours à pH 4 (classe d'exposition XA3) sur 2 corps d'épreuve de 80 mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur prélevés pas carottage puis sciage dans deux éprouvettes 11x22 différentes mais issues d'un même lot. Il est basé sur la norme XP P 18-482 de juillet 2022.



FIGURE 1. Dispositif utilisé pour la détermination du coefficient de diffusion apparent D_{rcm}

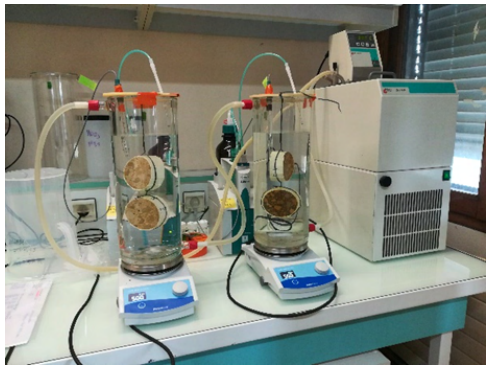


FIGURE 2. Dispositif utilisé pour l'essai de lixiviation à l'acide nitrique à pH constant

III. RESULTATS ET INTERPRETATIONS

A. Résultats

a. Essais mécaniques

Les valeurs moyennes des résistances en compression et des modules d'élasticité, et leurs écarts-types, déterminées sur éprouvettes 11x22 aux échéances de 28 et 91 jours, sont présentées Tableau 4.

TABLEAU 4 : Résistances en compression et modules d'élasticité à 28 et 91 jours (écarts-types)

Appellation	C1 XA2 "Sulfates"	C1p XA2 "Sulfates"	C2 XA2 "Ammonium"	C2p XA2 "Ammonium"
Rc 28j (MPa)	62,4 (0,29)	56,8 (0,59)	65,6 (0,67)	45,1 (0,42)
Ec 28j (MPa)	42316 (296)	39929 (420)	42448 (1093)	35984 (1798)
Rc 91j (MPa)	67,6 (0,59)	65,4 (0,55)	74,2 (0,72)	57,8 (0,74)
Ec 91j (MPa)	43063 (638)	43534 (674)	50463 (968)	41565 (526)

Ce tableau montre que les résistances en compression et les modules d'élasticité augmentent sensiblement entre 28 et 91 jours, plus particulièrement pour les formules « performantielles ». Les résistances sont toutes conformes aux exigences de la classe d'exposition XA2 (C35/45).

b. Indicateurs de durabilité

Les valeurs moyennes des différents indicateurs de durabilité généraux et spécifiques (et leurs écarts-types), déterminées à 91 jours, sont présentées Tableau 5.

TABLEAU 5 : Indicateurs de durabilité à 91 jours (écarts-types)

Appellation	C1 XA2 "Sulfates"	C1p XA2 "Sulfates"	C2 XA2 "Ammonium"	C2p XA2 "Ammonium"
Porosité 91j (%)	13,93 (0,20)	11,55 (0,29)	14,28 (0,12)	17,55 (0,08)
Résistivité 91j (Ω.m)	39,6 (1,4)	269,9 (15,5)	51,4 (2,8)	189,4 (12,8)
D_{rcm} 91j (10^{-12} m²/s)	12,60 (1,62)	1,2 (0,08)	8,19 (0,47)	1,19 (0,06)
Sulfates dls 91j (SIA, ‰)	0,260 (0,035)	0,223 (0,040)	0,191 (0,018)	0,290 (0,032)
I_{Ca} 91j (mm) – pH 4			0,73	0,58

On peut remarquer les points suivants :

- la porosité des formulations « performantielles » peut être plus faible (formulation C1) ou plus forte (formulation C2) que celle des formulations de base. Ceci découle directement du rapport Eau efficace sur liant total qui est sensiblement plus élevé pour le béton C2p (0,58) par rapport au béton C2 (0,45) et au changement du rapport G/S ;
- la résistivité des formulations « performantielles » est beaucoup plus élevée que celle des bétons de base. Cette différence est à relier à l'utilisation de laitier de haut fourneau dans les formulations « performantielles » qui augmente cette résistivité [8] ;
- le coefficient de diffusion des ions chlorure des formulations « performantielles » est beaucoup plus faible que celui des bétons de base. Cette différence est à relier aussi à

l'utilisation de laitier de haut fourneau dans les formulations « performantielles » [9] ;

- les résultats obtenus en diffusion des ions chlorure et en résistivité pour les formulations « performantielles » avec laitier de haut fourneau sont en accord avec ceux de Van Noort et al. qui proposent d'utiliser l'essai de résistivité comme méthode alternative à la détermination du coefficient de diffusion des ions chlorure [10] ;
- les valeurs des allongements des carottes plongées dans la solution sulfatique sont sensiblement les mêmes entre formulations « performantielles » et formulations de base et restent bien inférieures à la limite supérieure fixée par cet essai pour la classe d'exposition XA3 (1,2 ‰).
- L'indice calcium de la formulation « performantielle » C2p est légèrement plus faible que celui du béton de base C2. A noter que l'essai a été fait a un pH de 4 et donc légèrement plus sévère que celui normalement exigé pour la classe d'exposition XA2 (pH de 4,5).

B. Interprétations

A partir des résultats obtenus, il est possible de qualifier les différents bétons testés vis-à-vis des différentes classes d'exposition selon la méthode performantielle décrite dans le FD P 18-480 pour les CMC (classes XA) ou d'autres applications que les CMC, en béton armé (classes XC, XS, XD). Ceci est en effet un des avantages de cette approche qui donne des seuils de performance.

a. Classe d'exposition XC

La qualification des différentes formulations dans les classes d'exposition XC peut se faire selon la méthode performantielle à partir des résultats d'essai de porosité et du calcul de la fraction volumique de pâte en faisant le rapport de ces deux grandeurs et en utilisant les seuils de performance donnés dans le tableau 3 du FD P 18-480. Les résultats sont présentés Tableau 6.

TABLEAU 6 : Classification en classe d'exposition XC

Appellation	C1 XA2 "Sulfates"	C1p XA2 "Sulfates"	C2 XA2 "Ammonium"	C2p XA2 "Ammonium"
Porosité 91j (%)	13,93	11,55	14,28	17,55
FV_P	0,302	0,319	0,330	0,353
Porosité / FV_P (%)	46,13	36,21	43,27	49,78
Classe exposition XC	XC4 DUP 100	XC4 DUP 100	XC4 DUP 100	XC4 DUP 100

Ce tableau montre que tous les bétons évalués conduisent à une classification XC4 avec une DUP de 100 ans. A noter toutefois que pour cette classe d'exposition XC4, il sera nécessaire de réaliser un essai de carbonatation accélérée au stade de la validation de la formulation.

b. Classes d'exposition XS et XD

La qualification des différentes formulations dans les classes d'exposition XS peut se faire à partir des résultats d'essais de migration des chlorures et du facteur de vieillissement en utilisant les seuils de performance donnés dans le tableau 4 du FD P 18-480. Il en est de même pour les classes XD en utilisant les seuils de performance donnés dans le tableau 5 du FD P 18-480. Les résultats sont présentés Tableau 7.

TABLEAU 7 : Classification en classe d'exposition XS ou XD (DUP : Durée Utilisation du Projet)

Appellation	C1 XA2 "Sulfates"	C1p XA2 "Sulfates"	C2 XA2 "Ammonium"	C2p XA2 "Ammonium"
D_{rcm} 91j (10^{-12} m²/s)	12,60	1,2	8,19	1,19
Facteur de vieillissement α	0,30	0,43	0,30	0,43
Classe exposition XS	XS1 DUP 50	XS3m DUP 100	XS1 DUP 100	XS3m DUP 100
Classe exposition XD	XD1 DUP100	XD3tf DUP100	XD3f DUP100	XD3tf DUP100

Ce tableau montre que, pour les classes XS, les bétons « performantiels » sont classifiés XS3m avec une DUP de 100 ans alors que les bétons de base sont soit XS1 avec une DUP de 50 ans (C1), soit XS1 avec une DUP de 100 ans (C2). A noter que pour les classes d'exposition XS2 et XS3, le ciment doit être PM ou respecter les prescriptions du FD P 18-011, ce qui est le cas ici.

Ce tableau montre aussi que, pour les classes XD, les bétons « performantiels » sont classifiés XD3tf avec une DUP de 100 ans alors que le béton de base C2 est XD3f avec une DUP de 100 ans ou XD1 avec une DUP de 100 ans (C1). A noter que pour XD3, le ciment doit respecter aussi les prescriptions de la note i de la NF EN 206+A2/CN.

c. Classe d'exposition XA

La qualification des différentes formulations dans les classes d'exposition XA peut se faire à partir des résultats d'essais de résistance aux sulfates externes ou aux attaques acides en utilisant les seuils de performance donnés respectivement dans les tableaux 7 et 8 (sulfates) et 9 et 10 (acides) du FD P 18-480. A noter que pour cette classe d'exposition, la plupart des critères à satisfaire sont basés sur la méthode comparative par rapport à des résultats obtenus sur un béton de référence de même nature et spectre granulaire. Les résultats sont présentés Tableau 8.

TABLEAU 8 : Classification en classe d'exposition XA

Appellation	C1 XA2 "Sulfates"	C1p XA2 "Sulfates"	C2 XA2 "Ammonium"	C2p XA2 "Ammonium"
Sulfates dls 91j (SIA, ‰)	0,260 (0,035)	0,223 (0,040)	0,191 (0,018)	0,290 (0,032)
Classe exposition XA Sulfates	XA3	XA3	XA3	XA3
I_{Ca} 91j (mm) – pH 4			0,73	0,58
Classe exposition XA Acide				XA3 (sous réserve)

A partir de ce tableau, et pour la classe d'exposition Sulfates, il est possible de valider les formulations en XA3 en utilisant la méthode absolue (valeurs inférieures à la limite fixée de 1,2 ‰ pour l'essai SIA, Tableau 7 du FD P 18-480). Cependant, si on utilise la méthode relative qui est la règle pour la classe d'exposition XA2, ceci n'est plus possible pour la formulation « performantielle » C2p qui présente une valeur dls légèrement plus élevée que celle de la formulation de base C2. Par contre, comme le liant de la formule « performantielle » n'est pas conforme aux exigences du FD P 18-011, il n'est pas possible d'utiliser les valeurs du D_{rcm} qui sont pourtant bien inférieures à celles de la formule de base (tableau 8 du FD P 18-480).

Pour l'environnement riche en ammonium, assimilé en première approche à une exposition acide, la méthode « performantielle » indiquée dans le FD P18-480 est une approche comparative. Dans le cas présenté, il s'avère que le béton de base ne peut pas être considéré comme « béton de référence » au sens du FD P 18-480 du fait d'un ciment non conforme (pas CEM II/B-S ou CEM III/A), d'un rapport E_{eff}/L trop élevé (0,45 au lieu de 0,40 pour une classe d'exposition XA2 et une DUP de 100 ans) et d'un changement de squelette granulaire. On ne peut donc pas classer ces bétons à partir de la méthode performantielle même si le résultat obtenu montre un comportement au moins équivalent à la formule de base, qui est conforme à la norme EN 206 et au FD P 18-011.

IV CONCLUSIONS

Cette étude avait pour principal objectif d'améliorer l'empreinte carbone des bétons destinés à la réalisation des Colonnes à Module Contrôlé (CMC) en s'appuyant sur la nouvelle norme FD P 18-480 qui permet de justifier la durabilité des ouvrages en béton par méthode performantielle.

A partir des deux exemples montrés, les principaux résultats sur les formulations « performantielles » développées sont les suivants :

- elles permettent de diminuer d'environ 60 % l'empreinte carbone des formulations initiales ;
- elles gardent leurs propriétés d'usage à l'état frais au moment de la mise en œuvre des CMC ;
- elles présentent à l'état durci des résistances mécaniques conformes aux exigences mécaniques des classes d'exposition visées (XA2 Sulfates et XA2 Acide) ;
- leurs indicateurs de durabilité (résistivité, D_{rcm}, tenue aux sulfates, tenue à l'acide) sont généralement meilleurs que ceux des formulations de base, régulièrement utilisées sur chantier et conformes à l'EN 206 ;
- leurs classifications dans les différentes classes d'exposition (XC, XS, XD, XA) sont au moins aussi bonnes que celles des formulations de base et permettent d'étendre ces formulations à des bétons armés, ce qui n'est généralement pas le cas des CMC.

Cette application a montré cependant quelques limites à cette approche « performantielle », telle que définie dans la norme FD P 18-480, qui mériteraient d'être étudiées :

- pour les classes d'exposition XA Sulfates, les seuils pour les classes d'exposition XA1 et XA2 sont uniquement définis en comparatif par rapport à un béton de référence. Il pourrait aussi y être indiqué les valeurs absolues données pour la classe XA3 qui sont censées être les plus sévères ;
- pour les classes d'exposition XA Acide, les ciments indiqués pour les bétons de référence limitent la transposition rapide sur chantier. En effet, ces ciments (CEM II/B-S ou CEM III/A, voire CEM V/A ES) ne sont pas forcément disponibles en centrale. Il conviendrait d'étendre le type de ciment du béton de référence à tout ciment conforme à la norme FD P 18-011 pour le type d'exposition donné ;

- pour cette même classe d'exposition XA Acide, la comparaison à même fraction volumique de pâte et même squelette granulaire limite la possibilité d'évolution d'une formule existante en se basant sur une approche performantielle. Il conviendrait de relâcher cette contrainte par des études complémentaires ;
- enfin, l'approche performantielle ne s'applique actuellement qu'à des bétons destinés à des ouvrages armés ou précontraints avec des dosages en liants supérieurs à 260 kg/m^3 pour les classes d'exposition XC et XF1 et 300 kg/m^3 pour les autres classes. Or, il est possible d'obtenir une équivalence de performance avec des dosages en liant plus faibles et le cas des bétons non armés n'est pas traité. Des diminutions encore importantes de coûts économiques et environnementaux, à performance au moins équivalente, sont encore certainement possibles.

REFERENCES

[1] Rozière E., « Étude de la durabilité des bétons par une approche performantielle », thèse de doctorat en Génie civil, École Centrale de Nantes, 2007.

[2] Hornain H. & Arliguie G., GranDuBé: Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons, Presses des Ponts et Chaussées, 2007.

[3] PerfDuB (collectif d'auteurs) – Approche performantielle de la durabilité des ouvrages en béton - De la qualification en laboratoire au suivi d'exécution, Editions Eyrolles, 2023

[4] FD P 18-480, Béton - Justification de la durabilité des ouvrages en béton par méthode performantielle, octobre 2022.

[5] NF EN 206+A2/CN, Béton - Spécification, performance, production et conformité – Complément national à la norme NF EN 206+A2, novembre 2022.

[6] Duplan F., Composites cimentaires à module d'élasticité contrôlé : conception, caractérisation, modélisation micromécanique et applications, thèse de doctorat en Génie Civil, Université Paul Sabatier, 2014.

[7] FD P 18-011, Béton - Définition et classification des environnements chimiquement agressifs – Recommandations pour la formulation des bétons, juin 2022.

[8] Geng J., Shen J.S. et Chen W., Resistivity characters of concrete with fly ash and slag, International Conference on Structures and Building Materials, Advances in Building Materials, pp.1409-1413, 2011.

[9] Leng F.G., Feng N.Q. et Lu X.Y., An experimental study on the properties of resistance to diffusion of chloride ions of fly ash and blast furnace slag concrete, Cement and Concrete Research, 30 (6), pp.989-992, 2000.

[10] Van Noort R., Hunger M. et Spiesz P., Long-term chloride migration coefficient in slag cement-based concrete and resistivity as an alternative test method, Construction and Building Materials, 115, pp.746-759, 2016.

Optimisation de la formulation de ciments sursulfatés

Damien Gaudrel[1], Annabelle Phelipot-Mardelé[1], Christophe Lanos[1]

[1] *Univ Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique, BP 90422, Rennes, France*

RESUME Les ciments sursulfatés composés de laitier, de sulfate de calcium et d'une faible proportion de clinker présentent un impact environnemental limité qui motive leur utilisation en substitution du ciment Portland. Les mécanismes associés à leur hydratation sont globalement connus mais l'effet d'une modification de leur formulation sur leurs performances mécaniques reste partiellement compris. Cette étude repose sur la confrontation des résistances en compression mesurées selon la norme NF EN-196-1 sur des mortiers de ciment sursulfatés formulés à partir de deux laitiers et de deux types de sulfates de calcium. Les résultats obtenus à différentes échéances (2, 7, 28 et 60 jours) sont discutés. Ils mettent en évidence le fait que les performances mécaniques sont largement affectées par le dosage en activateur. Un dosage optimum en clinker est ainsi identifié. Cependant, cet optimum est largement modifié si l'on change les constituants du ciment. Les potentiels mécanismes associés à la présence de cet optimum et la robustesse de ce type de formulation sont discutés.

Mots-clefs ciment sursulfaté, laitier, gypse, ciment bas carbone

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Les ciments sursulfatés décrits par la norme NF EN 15743 sont une alternative aux ciments Portland. Ils ont l'avantage de limiter la consommation d'énergie pour leur production et permettent de limiter l'impact l'environnemental en particulier en limitant l'émission de gaz à effet de serre. Généralement, les ciments sursulfatés sont composés de laitiers de hauts-fourneaux, de sulfate de calcium et d'activateur alcalin tel que du clinker. Les ciments sursulfatés présentent des chaleurs d'hydratation limitées comparativement aux ciments Portland et des propriétés de durabilité intéressantes. Les performances mécaniques sont cependant généralement limitées. Les études réalisées sur ces liants focalisent généralement sur l'effet de l'introduction de différents composants sur les résistances mécaniques et les mécanismes d'hydratation. Au-delà de la nature du sulfate de calcium et de composition du laitier, il apparait que le type et le dosage de l'activateur alcalin, ainsi que les conditions thermiques de cure sont les facteurs principaux conditionnant les résistances mécaniques et les mécanismes d'hydratation. L'hydratation de ces liants est caractérisée par un durcissement spécifique basé sur la formation d'ettringite en parallèle de la minéralisation des CSH (Matschei, 2005)(Gruskovnjak, 2008, 2011). L'utilisation de différents types de sulfate de calcium a été testée dans les formulations de ciments sursulfatés tels

que le phosphogypse (Erdem, 1993)(Nguyen Ngoc Lam, 2018) (Nguyen Ngoc Lam, 2022), le gypse chimique (Bijen, 1981) ou l'anhydrite (Baux, 2013).

Dans cette étude, deux types de sulfate de calcium (anhydrite et gypse recyclé) et deux laitiers de hauts-fourneaux granulés et moulus sont utilisés pour formuler des liants sursulfatés. Les résistances obtenues à différentes échéances, sur des mortiers réalisés conformément à la norme EN-196-1, sont mesurées afin de fournir une analyse détaillée de l'interaction entre formulation et performances mécaniques et discuter de la robustesse de ce type de liant.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux

D'après la norme NF EN 15743 (NF EN 15743, 2015), un ciment sursulfaté (CSS) doit respecter les dosages limites concernant sa composition, présentés dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Domaine de composition des ciments sursulfatés (% massique) selon NF EN 15473

LHF	$CaSO_4$	Ciment Portland ou clinker	Composants additionnels
≥ 75	5 ≤ Cs ≤ 20	0 < K ≤ 5	0 ≤ A ≤ 5

Les deux laitiers de hauts-fourneaux granulés moulus (LHF), utilisés dans cette étude, proviennent de Fos sur Mer pour LHF I et de Dunkerque pour LHF II. Ils sont fabriqués par ECOCEM. Leur composition est rappelée dans le tableau 2. Leur diamètre moyen est de 11 µm (d_{50}) et la surface de Blaine de LHF I est légèrement moins importante (S_{Blaine} = 4100 cm²/g) que celle de LHF II (S_{Blaine} > 4200 cm²/g). Leurs rapports molaires (CaO + MgO)/SiO_2 (respectivement 1,6 et 1,58) est supérieur à 1 et l'indicateur de basicité (CaO + MgO+ Al_2O_3)/SiO_2 calculé à partir des pourcentages massiques (respectivement 1,712 et 1,715) est élevé. Ces deux paramètres sont des indicateurs d'une potentielle bonne réactivité des laitiers, sous réserve de leur solubilité (Park, 2016). Par contre, LHF I semble contenir légèrement plus d'oxydes alcalins de type Ca, Mg, K ou Na, éléments agissant comme modificateur de réseau dans les phases vitreuses du laitier, conditionnant leur solubilité (De Filippis, 2021). Enfin (Gruskovnjak, 2008) propose de considérer qu'une teneur en Al_2O_3 < 10% n'est pas favorable au développement d'un CSS. Les deux laitiers retenus ont une teneur en Al_2O_3 de plus de 11%. La finesse du laitier est également un paramètre conditionnant considérablement la réactivité (Wang, 2023).

TABLEAU 2. Composition des LHF étudiés (% massique)

	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2SO_3	CaO	MgO	MnO	TiO_2	SO_3	Cl^-	S^{2-}	Na_2O	K_2O	Na_2O eq
LHF I	35.90	11.20	0.30	42.30	8.00	0.40	0.70	0.20	0.01	1.00	0.30	0.50	0.70
LHF II	35.10	11.10	0.40	42.10	7.00	-	0.80	0.10	0.03	0.60	0.21	0.43	0.48

Le gypse recyclé (GR) utilisé provient d'un centre de valorisation du gypse (VEOLIA). Il est issu du tri de plusieurs sources de collecte : déchets provenant de la construction de bâtiments neufs, ou de déconstruction, mais aussi de sites de déchets de particuliers (décharge communale). Les

plaques de plâtre et les carreaux de plâtre forment la majorité de la ressource. Après tri (élimination d'une grande partie du carton et des billes de polystyrène) et broyage, le gypse recyclé GR présente une granulométrie dont le diamètre moyen est de 7 µm (d_{50}) et dont 100% des grains restent en-dessous de 40 µm. La composition est donnée dans le tableau 3. La teneur en $CaSO_4$ peut alors être identifiée à partir de la teneur en Gypse.

TABLEAU 3. Composition du gypse recyclé GR (% massique)

$CaSO_4.2(H_2O)$	$CaCO_3$	Carton	Autres
81.0	9.4	1.1	8.5

Le second sulfate de calcium étudié est une anhydrite (Anh), obtenue après calcination flash d'un gypse naturel (Kerysten®; K&Co), dont certaines propriétés sont rappelées dans le tableau 4.

TABLEAU 4. Propriétés physico-chimiques de l'anhydrite Anh (Kerysten®; K&Co)

$CaSO_4$	Diamètre moyen (d_{50})	Densité apparente	Surface BET N_2
≥ 92%	10 µm	700 kg/m³	≥ 80 000 cm²/g

La source de clinker utilisée est un ciment Portland CEM I 52.5, de Saint-Pierre-La-Cour (Lafarge-Holcim). Sa teneur en clinker est comprise entre 95 % et 100%, conformément à la norme NF EN-197-1.

B. Méthodes

Les différentes formulations étudiées sont détaillées dans le tableau 5.

Dans une première étape, la formulation des Ciments SurSulfatés (CSS) est envisagée en maintenant une teneur en LHF constante. Dans le cas où LHF I est associé à une anhydrite (Baux, 2013), la teneur en LHF est fixée à 85%. La teneur en CEM I varie alors entre 0,25 et 1%, le ciment utilisé est un ciment de type CEM I 52,5R, provenant de Le Teil (Lafarge – Holcim). La teneur associée en $CaSO_4$, issu de l'anhydrite, varie de 14,75 à 14%. Dans le cas où LHF I est associé au gypse recyclé, la teneur en LHF est fixée à 83,4%. La teneur en CEM I varie alors de 0,5 à 3,8% et la teneur associée en $CaSO_4$, issu du gypse recyclé, varie entre 16,1 et 12,8%. Dans le cas où LHF II est associé au gypse recyclé, la teneur en LHF est fixée à 83,4%. La teneur en CEM I varie de 0,25 à 3,8% ; la teneur associée en $CaSO_4$, issue de gypse recyclé, varie alors de 16,35 à 12,8%.

La seconde étape consiste à envisager des dosages en LHF variant de 80 à 93,6%. Elle n'a été envisagée que dans le cas du laitier LHF II couplé au gypse recyclé en considérant constant, l'un après l'autre, les 3 paramètres de formulation suivant :

- $CaSO_4$/CEM I = 9,21% - la teneur en CEM I variant de 1,69% à 0,54% respectivement,
- CEM I = 0,6% - la teneur en $CaSO_4$ variant entre 19,4% et 5,8% respectivement,
- CEM I/LHF = 0,72% - la teneur en CEM I variant de 0,58% à 0,67% respectivement.

Des mortiers sont alors produits, conformément à la norme NF EN-196, à partir de ces différents liants formulés. Le rapport massique Eau/Liant (E/L) est maintenu constant et égal à 0,5, et le rapport Liant/Sable (L/S) à 1/3. Un superplastifiant (Sika Krono 20HE) est utilisé, si nécessaire, afin de maintenir une iso-rhéologie des mortiers. Des éprouvettes de type 4 x 4 x 16 cm^3 sont réalisés et démoulés au bout de 48 h, puis conservés immergés sous l'eau. Les résistances à la compression sont mesurées à 2, 7 et 28 jours (et dans quelques cas à 60 jours), conformément à la norme NF EN-196-1.

TABLEAU 5. Composition des formulations des mortiers étudiés (% massiques)

LHF	CEM I	$CaSO_4$	Autres
LHF I – 85%	0,25 à 1%	14,75 à 14% Anh	E/L = 0,5 L/S = 1/3
LHF I – 83,4%	0,5 à 3,8%	16,1 à12,8% GR	
LHF II – 83,4 %	0,25 à 3,8 %	16,35 à 12,8 % GR	
LHF II – 80 à 93,6%	1,69 à 0,54%	0,0921 x CEM I GR	
	0,6%	19,4 à 5,8% GR	
	0,72% x LHF I 0,58 à 0,67%	19,4 à 5,7% GR	

III. RESULTATS ET INTERPRETATIONS

Les résistances en compression, Rc, mesurées sur les échantillons produits avec les différentes formulations, sont présentées dans le tableau 6.

Les résultats obtenus avec le laitier LHF I couplé à de l'anhydrite sont rappelés sur la Fig. 2 dans le cas des mélanges à dosage en LHF I constant (85%). Il apparait qu'une forte sensibilité au dosage en CEM I est constatée, pour l'ensemble des échéances envisagées : 2, 7 et 28 jours. Pour un dosage en CEM I trop faible, les résistances à 2 jours sont médiocres. Ces résistances semblent se stabiliser pour un dosage en CEM I supérieur à 0,75 %. Elles restent alors voisines de 5 MPa soit entre 1/6 et 1/7 de la résistance mesurée à 28 jours ce qui est considérablement inférieur à ce qui peut être mesuré sur un ciment Portland (généralement de l'ordre de 1/3 des résistances mesurées à 28 jours). Les résistances en compression mesurées à 7 et 28 jours apparaissent plus influencées par le dosage en CEM I. L'évolution de ces résistances permet d'identifier un dosage optimum en CEM I à 0,75 %. De façon remarquable, cet optimum permet d'atteindre des résistances du mortier de CSS dépassant les 35 MPa à 28 jours. Il semble que, au-delà de cet optimum, les résistances soient décroissantes. Bien que des performances acceptables puissent être obtenues à 28 jours, l'acquisition des résistances de ces mortiers de CSS est assez lente et les résistances au jeune âge restent limitées ce qui peut être pénalisant pour la manipulation et donc pour l'exploitation industrielle de ce type de liant.

L'identification d'un dosage optimum en CEM I pose différentes questions :

- Quelle est l'origine de la présence de cet optimum ?
- Que se passe t'il si l'on augmente le dosage en CEM I bien au-delà de cet optimum,
- L'optimum de dosage en CEM I est-il sensible à l'évolution du dosage en LHF ou $CaSO_4$ et à la nature des composés ?

Pour apporter quelques éléments de réponses à ces questions, les résultats obtenus avec le même laitier (LHF I) mais en changeant le type de sulfate de calcium (gypse recyclé) sont également présentés sur la Fig. 2. Afin de mieux évaluer l'évolution des résistances pour des dosages élevés en CEM I, les formulations testées comprennent des dosages évoluant de 0,50% à 3,8%. Les résultats obtenus présentent des éléments de similitude avec ceux obtenus avec l'anhydrite. Pour un dosage en CEM I trop faible (ici inférieur à 1%), les résistances à 2 jours sont proches de zéro. Ces résistances passent par un optimum pour un dosage en CEM I de l'ordre de 1,4 %. Elles restent alors voisines de 5 MPa, on retrouve alors le même ordre de grandeur de réduction de la résistance mesurée à 28 jours que précédemment : 1/7. La présence d'un dosage optimum en CEM I est notée pour toutes les échéances. Cet optimum permet d'atteindre une résistance de 35 MPa à 28 jours, ce qui est légèrement inférieur à ce qui était obtenu en présence d'anhydrite.

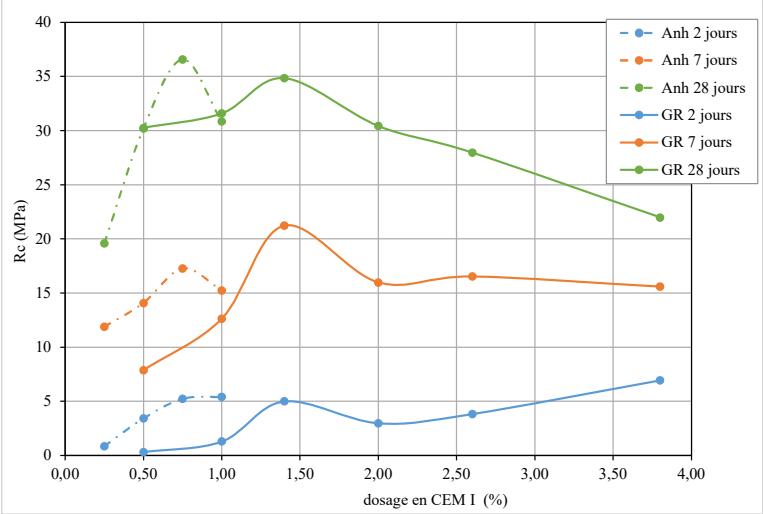


FIGURE 2. Résistance en compression des CSS formulés avec de l'anhydrite (Anh) à dosage en laitier LHF I constant (85 %) (courbes pleines) et avec du gypse recyclé (GR) à dosage en laitier LHF I constant (83,4 %)(courbes pointillées), à 2, 7 et 28 jours, en fonction du dosage en CEM I.

Le changement du type de sulfate de calcium se traduit donc par une légère modification des performances mais surtout par une nette modification de la teneur en CEM I optimale (passant de 0,75% à 1,4%). Pour des teneurs en CEM I au-delà de l'optimum, après une baisse sensible, on constate une croissance de la résistance en compression mesurée à 2 jours et une décroissance conséquente de la résistance mesurée à 28 jours.

Les résultats obtenus avec le laitier LHF II couplé à du gypse recyclé sont présentés sur la Fig. 3 dans le cas des mélanges à dosage en LHF II constant (83.4%). Une forte sensibilité au dosage en CEM I est une fois de plus constatée, pour les échéances à 7, 28 et 60 jours. Les résistances mesurées à 2 jours restent basses (inférieures à 5 MPa). Ces résistances semblent se stabiliser pour un dosage en CEM I supérieur à 0,54 %. La résistance en compression mesurée au dosage optimum en ciment est de 27 MPa à 60 jours, ce qui est nettement inférieur aux résultats obtenus avec les compositions précédentes (Fig. 2).

Le changement de laitier, de LHF I en LHF II, se traduit donc par une altération des performances mais surtout par une sensible modification de la teneur en CEM I optimale (0,54 % au lieu de

1,4 %). Pour des teneurs en CEM I au-delà de l'optimum, on ne constate pas de croissance de la résistance en compression mesurée à 2 jours, mais plutôt une altération de sa valeur pour les dosages les plus élevés (3,8%). Par contre, les résistances en compression à 7, 28 et 60 jours sont caractérisées par une évolution présentant un minimum pour environ 2,5% de CEM I.

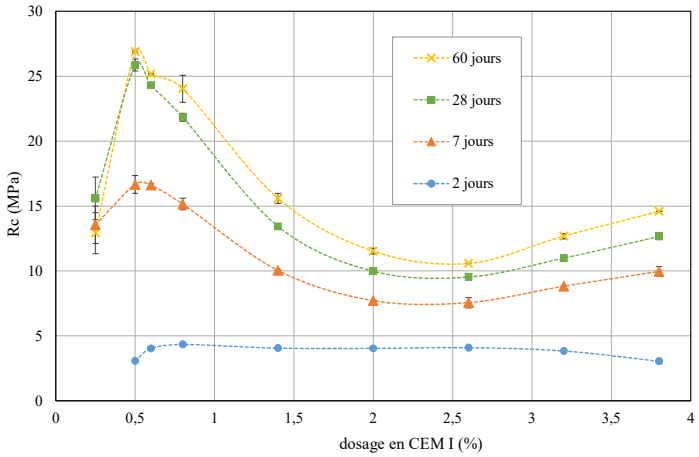


FIGURE 3. Résistance en compression des CSS formulés avec du gypse recyclé (GR) à dosage en laitier LHF II constant (83.4%) à 2, 7, 28 et 60 jours en fonction du dosage en CEM I.

La présence d'un dosage optimum de CEM I est donc validée dans les trois configurations de formulation testées. Ce dosage optimum évolue entre 0,54 et 1,4%. Sur cette gamme de dosage on constate une forte évolution des performances, ce qui peut être interprétée comme un manque de robustesse des formulations de CSS.

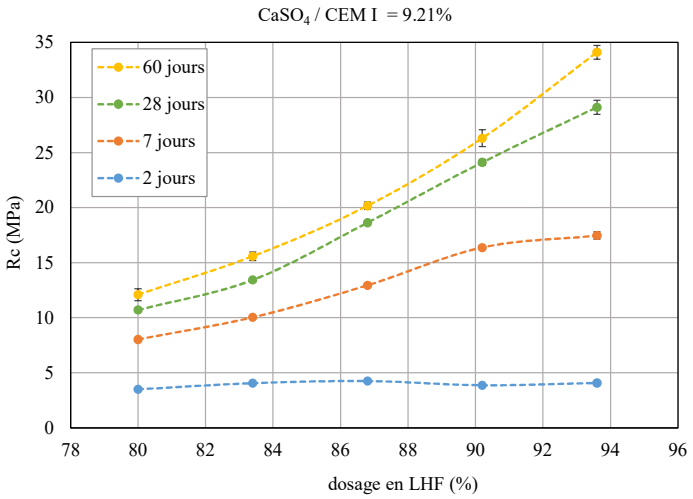


FIGURE 4. Résistance en compression des CSS formulés avec du gypse recyclé (GR) à dosage en laitier LHF II variable et CaSO4 / CEM I = 9.21% à 2, 7, 28 et 60 jours en fonction du dosage en LHF II.

L'effet d'une modulation du dosage en LHF (LHF II variant de 80 à 93,6%) couplé au gypse recyclé est alors analysé, en conservant le rapport $CaSO_4$ / CEM I = 9,21%. Dans ce cas, le dosage

en CEM I évolue entre 1,69% et 0,54% respectivement. Les résultats sont présentés sur la Fig. 4. Les résistances en compression mesurées à 2 jours ne sont pas modifiées et restent faibles (inférieures à 5 MPa). Par contre les résistances mesurées à 7, 28 et 60 jours augmentent considérablement et atteignent pour le dosage en ciment, proche de l'optimum identifié sur la Fig. 3, soit 0,54%, des valeurs supérieures à celles présentées sur la Fig. 3. A partir de 7 jours, la résistance est meilleure lorsque le dosage en LHF est maximal et que la teneur en CEM I est optimale.

Les résultats obtenus en maintenant le dosage en CEM I à une valeur proche de celle de l'optimum identifié sur la Fig. 3 (0,5%) sont présentés dans le tableau 6. Il apparaît que les résistances sont pratiquement indépendantes du dosage en LHF II à 2 et 7 jours. Une influence du dosage en LHF est constatée uniquement pour des dosages supérieurs à 90% à 28 et 60 jours. Les résultats obtenus en maintenant le ratio CEM I / LHF II conduisent aux mêmes conclusions.

Afin de mieux comparer les résultats obtenus sur les différentes séries de formulations, les résistances correspondant à un dosage en LHF II constant (Fig. 3) et variable (Fig. 4) sont présentées sur la Fig. 5 en fonction du dosage en CEM I. La superposition satisfaisante des deux courbes obtenues pour chaque échéance confirme la prédominance de l'impact du dosage en CEM I sur les résistances mécaniques. Pour un dosage en CEM I inférieur à 1% et au-delà de 7 jours, il semble qu'un dosage plus élevé en LHF II (courbes pointillées) conduise à de meilleures résistances.

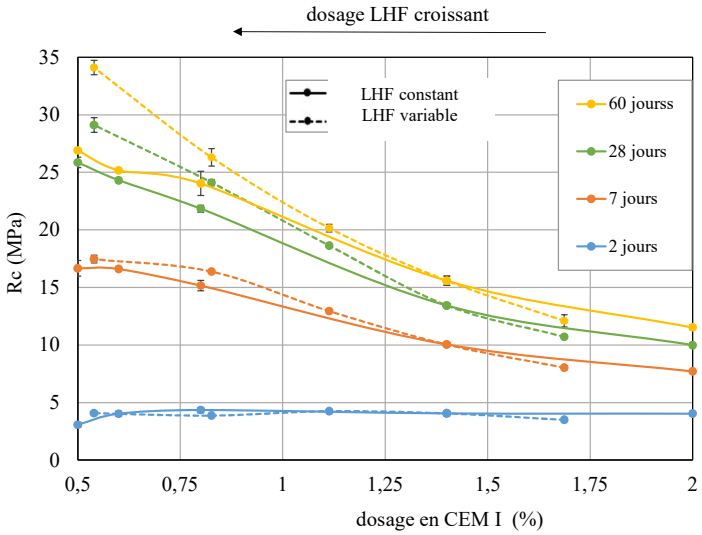


FIGURE 5. Résistance en compression des CSS formulés avec du gypse recyclé (GR) à dosage en laitier LHF II constant et variable à 2, 7, 28 et 60 jours en fonction du dosage en CEM I.

La lecture des résultats peut être affinée en plaçant l'ensemble des données dans un repère dont un axe correspond au dosage en CEM I, un axe correspond au dosage en sulfate de calcium et l'axe vertical correspond aux résistances en compression (Fig. 6). Il apparait une surface réglée dont la génératrice présentée sur la Fig. 7 correspond à la forme des courbes identifiée sur la Fig. 3 et l'axe de projection, en rouge sur la Fig. 6, est parallèle à l'axe portant le dosage en sulfate de calcium (perpendiculaire à l'axe portant le dosage en ciment). Ceci signifie que le dosage en ciment optimum est indépendant du dosage en sulfate de calcium comme évoqué précédemment.

Ce constat est identique aux échéances 7, 28 et 60 jours. L'inclinaison de l'axe de projection indique que la valeur de la résistance est légèrement influencée par le dosage en sulfate de calcium. La dépendance est estimée à (-2,5/20) MPa/(% de sulfate de calcium) à 7 jours et à (-5/20) MPa/(% de sulfate de calcium) à 28 jours.

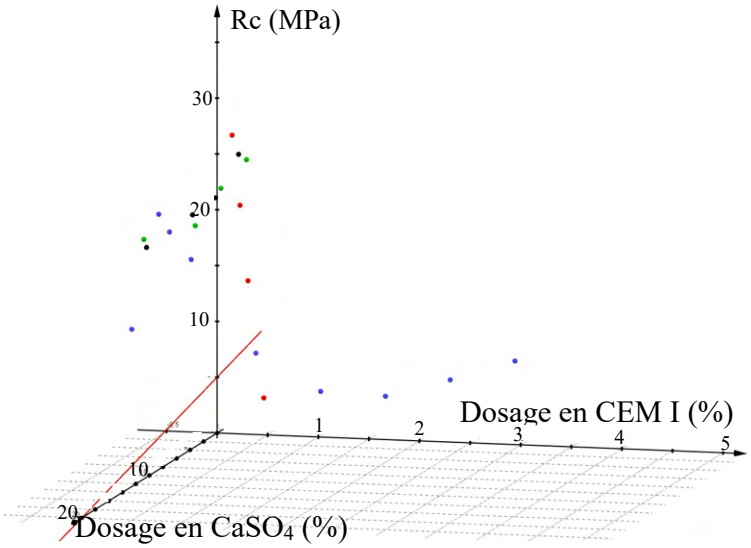


FIGURE 6. Résistance en compression des CSS formulés avec du gypse recyclé (GR) et LHF II, en fonction du dosage en CEM I et du dosage en sulfate de calcium, à 28 jours.

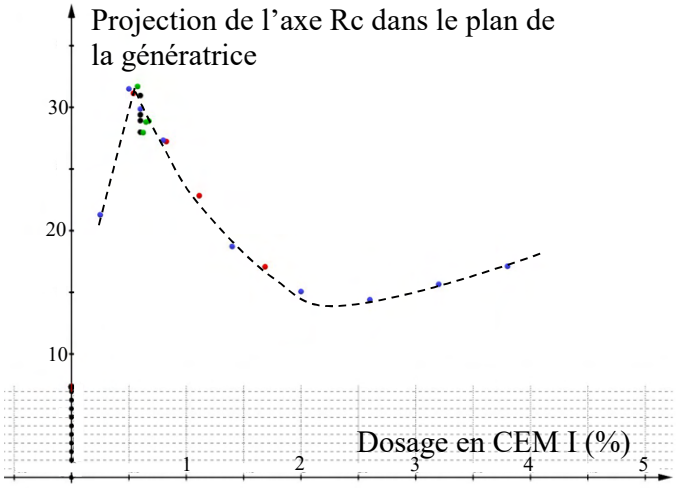


FIGURE 7. Résistance en compression des CSS formulés avec du gypse recyclé (GR) et LHF II, en fonction du dosage en CEM I et du dosage en sulfate de calcium – identification de la courbe génératrice dans le plan perpendiculaire à l'axe de projection, à 28 jours.

Les mécanismes conduisant à l'apparition d'un optimum de dosage en CEM I, non mis en évidence dans les travaux de (Rubert, 2018), doivent être liés aux conditions de réaction des composés à court terme et à long terme.

L'activation sulfatique du laitier, décrite et modélisée par (Gruskovnjak, 2011), correspond à la formation conjointe d'ettringite et de CSH autour des grains de laitier. Ces formations sont directement conditionnées par la mise en solution des composants du laitier. La formation de l'ettringite associe les sulfates en provenance des sulfates de calcium caractérisés par une grande solubilité, l'aluminium provenant de la dissolution du laitier et du calcium (provenant du laitier ou du sulfate de calcium). La formation de l'ettringite est ici pilotée par la libération de l'aluminium du laitier. Sa formation se traduit par une diminution progressive de la proportion de gypse dans le milieu réactionnel au gré de l'avancement de la réaction du laitier. Le CSH, induit par la dissolution de la silice et du calcium du laitier, vient former une structure fibreuse s'entremêlant avec les aiguilles d'ettringite (Gruskovnjak, 2008). Le tout conduit à une matrice continue présentant de bonnes résistances mécaniques. Le magnésium libéré par le laitier entre également en réaction pour former de l'hydrotalcite ($Mg_6Al_2CO_3(OH)_{16}{\cdot}4H_2O$), associant dans sa composition une partie de l'aluminium issu de la dissolution du laitier. Le rôle de l'hydrotalcite sur le comportement mécanique du mélange est moins commenté que celui de l'ettringite.

Pour que l'activation sulfatique puisse se développer, il convient que le pH du milieu de réaction soit élevé (typiquement supérieur à 12), ce qui favorise la dissolution initiale du laitier et contribue à stabiliser la formation d'ettringite (Gruskovnjak, 2008)(Park, 2016). Si le pH est insuffisant, la dissolution du laitier est compromise et le sulfate de calcium forme principalement du gypse. L'hydratation du laitier est donc ralentie. Elle se traduit par une formation d'hydrotalcite et de CSH couplés à très peu d'ettringite. Selon (Gijbels, 2020), une activation avec un silicate de sodium est préférable à une activation directe à la soude. Dans notre cas, l'augmentation du pH est obtenue avec un ajout faible de ciment Portland (forme d'effet tampon sur le pH lié à la forte solubilité des composés du ciment, dont l'aluminate de calcium et le gypse). Par contre, la solubilisation des composés de ce ciment peut modifier la formation d'ettringite autour du laitier et conduire à une forme de fausse prise. Dans cet esprit, (Gruskovnjak, 2008) montre que l'apport externe d'une ettringite formée, dans son cas, par réaction (rapide) d'une chaux sur un sulfate d'aluminium hydraté, perturbe l'activation du laitier en limitant les résistances au jeune âge mais en les augmentant sensiblement à plus longue échéance. Ces effets ne sont pas totalement similaires à ceux constatés dans notre étude. L'origine de la réduction des performances liée à un dosage en ciment intermédiaire n'est donc pas clairement identifiée. Un tel effet n'est pas montré dans les études où l'activateur alcalin est une potasse, une soude ou une chaux.

Dans le cas d'un dosage en CEM I important, ici au-dessus de 2,5%, l'augmentation des résistances semble relever d'une autre cinétique. L'ajout plus important de ciment agit vraisemblablement comme un ajout du laitier, le tout formant un liant composite de type CEM III/C.

L'évolution des résistances en compression des formulations les plus performantes de (LHF II + gypse recyclé) et de (LHF I + anhydrite) est comparée, sur la Fig. 8, à la prise de résistance d'un ciment commercial CEM III/C 32.5 (Ecocem : 85% de LHF, entre 5 à 19% de clinker, et entre 0 à 5% de composants secondaires). Cette confrontation des résultats indique que les durcissements des CSS présentent le même type d'évolution qu'un CEM III/C mais avec des niveaux de performances réduits. En comparant les résultats obtenus pour les deux CSS, on constate que les résistances obtenues à court terme sont similaires. L'activation sulfatique des deux laitiers est donc similaire. A long terme, les performances obtenues avec l'anhydrite sont similaires à celles

du CEM III/C 32.5. Le type de sulfate de calcium utilisé pour formuler le CSS a donc un effet sur les réactions d'hydratation du laitier (formation des phases de CSH). Des investigations complémentaires sur ce sujet sont nécessaires pour mieux comprendre cette interaction.

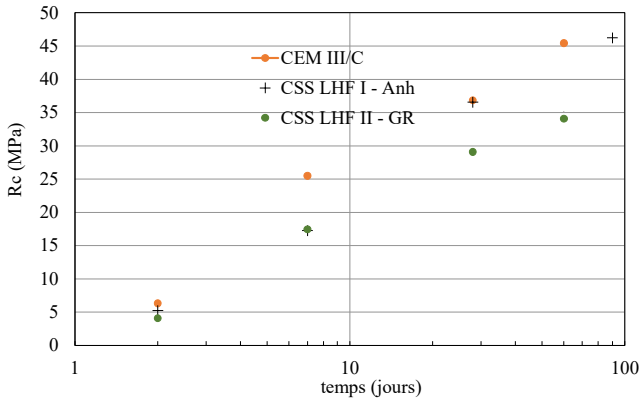


FIGURE 8. Evolution temporelle des résistances en compression des formulations les plus performantes de LHF II + gypse recyclé et de LHF I + anhydrite, comparée à la prise de résistance d'un ciment commercial CEM III/C 32.5.

TABLEAU 6. Résistances en compression mesurées pour chacune des formulations de mortier testées

Teneur en LHF = 83,4%			Rc (MPa)			
% LHF II	% $CaSO_4$	% CEM I	2 jours	7 jours	28 jours	60 jours
83,4	16,35	0,25	-	13,6	15,6	12,9
83,4	16,1	0,5	3,1	16,7	25,9	26,9
83,4	16	0,6	4,0	16,6	24,3	25,2
83,4	15,8	0,8	4,3	15,2	21,8	24,0
83,4	15,2	1,4	4,1	10,0	13,4	15,6
83,4	14,6	2	4,0	7,7	10,0	11,5
83,4	14	2,6	4,1	7,6	9,5	10,6
83,4	13,4	3,2	3,8	8,8	11,0	12,7
83,4	12,8	3,8	3,0	10,0	12,7	14,6
% LHF I	% $CaSO_4$	% CEM I	2 jours	7 jours	28 jours	60 jours
83,4	16,1	0,5	0,3	7,9	30,2	34,2
83,4	15,6	1	1,3	12,6	31,6	37,4
83,4	15,2	1,4	5,0	21,2	34,8	37,6
83,4	14,6	2	3,0	16,0	30,4	36,2
83,4	14	2,6	3,8	16,5	28,0	30,9
83,4	12,8	3,8	6,9	15,6	22,0	24,6
CEM I / $CaSO_4$ = 9,21%			Rc (MPa)			
% LHF II	% $CaSO_4$	% CEM I	2 jours	7 jours	28 jours	60 jours
80	18,3	1,7	3,5	8,0	10,7	12,1
83,4	15,2	1,4	4,1	10,0	13,4	15,6
86,8	12,1	1,1	4,3	12,9	18,6	20,2
90,2	9,0	0,8	3,9	16,4	24,1	26,3
93,6	5,9	0,5	4,1	17,5	29,1	34,1
CEM I = 0,6%			Rc (MPa)			
% LHF II	% $CaSO_4$	% CEM I	2 jours	7 jours	28 jours	60 jours
80	19,4	0,6	4,2	17,2	24,2	25,2
83,4	16,0	0,6	4,0	16,6	24,3	25,2
86,8	12,6	0,6	4,4	17,0	24,5	26,0
90,2	9,2	0,6	4,8	17,5	24,8	27,0

93,6	5,8	0,6	5,3	18,6	27,4	32,6
CEM I / LHF I = 0,72%			Rc (MPa)			
% LHF II	% $CaSO_4$	% CEM I	2 jours	7 jours	28 jours	60 jours
80	19,4	0,6	3,3	14,9	24,9	26,0
83,4	16,0	0,6	4,0	16,6	24,3	25,2
86,8	12,6	0,6	3,8	16,3	23,6	27,0
90,2	9,2	0,6	3,6	17,7	25,6	28,4
93,6	5,7	0,7	4,0	16,9	26,9	31,4
Teneur en LHF = 85%			Rc (MPa)			
% LHF I	% $CaSO_4$	% CEM I	2 jours	7 jours	28 jours	60 jours
85	14,75	0,25	0,9	11,9	19,6	32,1
85	14,5	0,5	3,4	14,1	30,2	32,6
85	14,25	0,75	5,2	17,3	36,6	36,0
85	14	1	5,4	15,3	30,8	40,6

IV. CONCLUSIONS

Les résultats montrent qu'il est pertinent de formuler des CSS à partir de gypse recyclé ou d'anhydrite. Avec les deux laitiers testés, des résistances en compression à 28 jours atteignant 35 MPa sont possibles.

Par contre, l'extrême sensibilité dans la formulation de tels CSS au dosage en CEM I est mise en évidence. Les résultats obtenus sur les formulations considérées indiquent que les performances mécaniques sont principalement régies par le dosage en CEM I. Cependant, l'augmentation de la teneur en ciment Portland (environ 2%) peut conduire à une diminution radicale des performances, jusqu'à 10 MPa, soit plus du tiers de la résistance, compromettant ainsi la robustesse des formulations.

Selon les configurations testées, un dosage optimum en CEM I variant entre 0,5% et 1,4%, permet d'obtenir un pic de résistance mécanique. Il est intéressant de noter qu'à ce dosage optimum en ciment Portland, la résistance à la compression reste sensiblement influencée par la variation du dosage en sulfate de calcium. Les meilleures performances sont obtenues en limitant la teneur en sulfate de calcium et en se rapprochant des limites de formulation proposées pour les CSS (cf. tableau 1 : teneur en $CaSO_4$ minimale de 5%).

Cependant, même au dosage optimum en CEM I, les résistances mesurées à 2 jours restent très limités. Il conviendrait d'évaluer l'effet d'une modification des conditions de cure, par exemple en imposant une élévation de température sans toutefois déstabiliser la formation d'ettringite.

De nombreuses autres propriétés des CSS restent à étudier. Ainsi, l'optimum de dosage identifié au regard des performances mécaniques modifie t'il la stabilité dimensionnelle (retrait) et la durabilité de ces formulations ?

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier VEOLIA, et plus particulièrement Marie Glorennec pour le soutien financier au projet, sur lequel s'appuie ces résultats.

REFERENCES

C. Baux, A. Phelipot-Mardelé, C. Lanos, A. Pierre, J. Guilbert (2013). Performances of super sulfated cements. *7th International Conference on Concrete Under Severe Conditions - Environment and Loading -CONSEC'2013*, Sep 2013, Nanjing, China, RILEM PRO 84, 1857-1870

J. Bijen, E. Niël (1981). Supersulphated cement from blastfurnace slag and chemical gypsum available in the Netherlands and neighbouring countries. *Cement and Concrete Research*, 11 (3), 307-322. https://doi.org/10.1016/0008-8846(81)90104-6

E. Erdem and H. Ölmez (1993). The Mechanical Properties of Super- sulphated Cement Containing Phosphogypsum. *Cement and Concrete Research*, 23(1), 115-121. https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90141-U

U. De Filippis, E. Prud'homme, S. Meille (2021). Relation between Activator Ratio, Hydration Products and Mechanical Properties of Alkali-activated Slag. *Construction and Building Materials*, Vol 266, Part A, 10 January 2021, 120940. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120940

K. Gijbels, Y. Pontikes, P. Samyn, S. Schreurs, W. Schroeyers (2020). Effect of NaOH content on hydration, mineralogy, porosity and strength in alkali/sulfate-activated binders from ground granulated blast furnace slag and phosphogypsum, *Cement. Concr. Res*. 132, 106054

A. Gruskovnjak, B. Lothenbach, F. Winnefeld, R. Figi, S.C. Ko, M. Adler, U. Mäder (2008). Hydration mechanisms of super sulphated slag cement. *Cement and Concrete Research*, 38, 983–992. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.03.004

A. Gruskovnjak, B. Lothenbach, F. Winnefeld, B. Münchet, R. Figi, S.C. Ko, M. Adler, U. Mäder (2011). Quantification of hydration phases in supersulfated cements: review and new approaches. *Advances in Cement Research*, 23(6), 265–275. http://dx.doi.org/10.1680/adcr.2011.23.6.265

T. Matschei, F. Bellmann, J. Stark (2005). Hydration behaviour of sulphate-activated slag cements. *Adv. Cem. Res.*, 17, 167–178. https://doi.org/10.1680/adcr.2005.17.4.167

NF EN 15743 (2015). Supersulfated cement — Composition, specifications and conformity criteria, AFNOR, june 2015.

N. Ngoc Lam, P. Le Vu (2022). Eco-friendly Super Sulphated Cement Concrete Using Vietnam Phosphogypsum and Sodium Carbonate Na2CO3. *Civil Engineering Journal* Vol. 8, No. 11, November, 2022 (E-ISSN: 2476-3055; ISSN: 2676-6957)

N. Ngoc Lam (2018). A study on super-sulfated cement using Dinh Vu phosphogypsum. *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.*, 143 01201. https://doi.org/10.1088/1755-1315/143/1/012016

H. Park, Y. Jeong, J.-H. Jeong, J. Eun Oh (2016). Strength Development and Hydration Behavior of Self-Activation of Commercial Ground Granulated Blast-Furnace Slag Mixed with Purified Water. *Materials* 2016, 9, 185; doi:10.3390/ma9030185

S. Rubert, C. Angulski da Luz, M.V.F. Varela, J.I. Pereira Filho, R.D. Hooton (2018). Hydration mechanisms of supersulfated cement-The role of alkali activator and calcium sulfate content. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 134, 971–980. https://doi.org/10.1007/s10973-018-7243-6

Y. Wang, Y. Hu, X. He, Y. Su, B. Strnadel, W. Miao (2023). Hydration and compressive strength of supersulfated cement with low-activity high alumina ferronickel slag. *Cement and Concrete Composites* 136 (2023) 104892, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104892

Study of carbonation kinetics of a recycled sand

Khaoula MEBREK[1,2], Rachid CHERIF[1], Abdelkarim AÏT-MOKHTAR[1], Mathieu LEMAIRE[1]

[1] *LaSIE UMR CNRS 7356, University of La Rochelle, Avenue Michel Crépeau, 17042 La Rochelle Cedex 1, France.*

[2] *Agence de La Transition Ecologique (ADEME), 20 Avenue du Grésillé B.P.90406, 49004 ANGERS CEDEX 01*

Abstract

Recycled sand from inert construction waste appears as a possible substitute for concrete production, not least because of the increased demand for sustainable building materials. This work explores the carbonation kinetics of a recycled sand. In addition to CO_2 fixation, the carbonation of recycled sand reduces its water absorption coefficient and increases its density, which could improve the properties of recycled sand based-concrete. For this purpose, recycled sands (0/4) were exposed to CO_2 in a controlled carbonation chamber with two main points of interest: (i) a comprehensive study of the carbonation process; (ii) a monitoring of the mass and pH evolution during carbonation and the carbonation products from thermogravimetric analysis (TGA). Firstly, we have noticed a quick mass increase of the sand within the first eight hours of exposure to CO_2, indicating a rapid carbonation of the cementitious matrix; secondly, there are extended pH changes and significant $CaCO_3$ generation, indicating an extensive and intensive initial carbonation phase. The results were used to deduce the carbonation kinetic of the recycled sand used, which is useful for recycled sands processing strategies prior to their incorporation into concrete.

Keyword. Carbonation kinetics, accelerated carbonation, recycled sand, pH monitoring, thermogravimetric analysis.

I.INTRODUCTION

The Waste Framework Directive 2008/98/EC mandates that each European Union member state must achieve a minimum recycling rate of 70% of construction and demolition wastes (CDW) since 2020 (Song and Ryou, 2014). To meet this target, recycling CDW into construction materials like aggregates, cement, concrete, and sands is imperative (Kou et al., 2012; Sormunen and Kärki, 2019). Otherwise, sand holds a primary position as the most utilized material in the construction industry with river sand being the most natural aggregate employed in the production of concrete materials throughout the entire construction sector (Kou et al., 2012).

Consequently, there is an increasing need for utilizing the inert component of CDW to manufacture recycled sands (de Larrad and Colina, 2018), addressing the pressing demand for alternative resources (Yazoghli-Marzouk et al., 2014). However, due to the presence of two extra elements (pre-existing adhered mortar and pre-existing interfacial transition zones (ITZ), Coarse Recycled Concrete Aggregates (CRCA) demonstrate poorer proprieties, such as reduced density, increased water absorption, and higher crush values compared to Natural Aggregates (NA), resulting in mechanical and durability issues within the concrete. Because of these factors, CRCA find predominant use in non-structural applications (Ke et al., 2020). Nevertheless, when employed

in structural contexts, there are stringent limits on the CRCA replacement ratio in Recycled Aggregate Concrete (RAC) (Limbachiya et al., 2007; Mahieux et al., 2017). For instance, the European standards NF EN 206+A2/CN (2022) set a maximum replacement ratio of 60% RCA in the environment classes X0, XC1 and XC2 and 30% recycled fine aggregates (RFA) in X0. RFA exhibits a greater quantities of residual cement paste, resulting in weaker properties compared to both natural sand and CRCA. This has a detrimental impact on workability and can negatively influence the mechanical and durability performances of the hardened concrete (Akhtar and Sarmah, 2018).

In order to encourage the adoption of RCA, various techniques have been introduced for pre-treatment to enhance their overall quality and, therefore, to increase the proportion of their substitution in the concrete mix. One notable method gaining substantial interest involves using accelerated carbonation. The accelerated carbonation not only efficiently enhances the proprieties of recycled aggregates (Kou et al., 2014; Torrenti et al., 2022; Zhan et al., 2014; Zhang et al., 2015a, 2015b), but also achieves sequestration of CO_2. In this context, it is theoretically postulated that one ton of cement incorporated in RCA could potentially absorb around 0.5 tons of CO_2 (Monkman and Shao, 2010). Studies have indicated that the utilization of Carbonated Recycled Aggregate (CRA) improves the adhesive strength between RCA and the new mortar. This enhancement is attributed to the presence of $CaCO_3$ on the CRA surface, which results in rearrangement and clogging effect of the microstructure of the attached mortar phase. However, investigations on the influence of incorporating Carbonated Recycled Sand (CRS) and Carbonated Recycled Powder (CRP) in concrete remain significantly limited. Carbonation processes in recycled sand are still poorly studied. That said, (Thiery et al., 2013) discussed the carbonation mechanism of a bed of Recycled sand. The study focuses on the rate of CO_2 absorption using model materials composed of sieved grains (1.5 mm to 2.5 mm.) of cement crushed paste from CEM I. They demonstrate that the carbonation rate can be influenced by both external and internal mass transfer within the particle. (Dos Reis et al., 2020) suggested to mix the grain to enhance the mass transfer around the particles and accelerate the over-all process. (Zhang et al., 2015b) and (Tang et al., 2023) focused on the effect of the incorporation of CRS in cementitious materials on their mechanical behavior. The studies discussed above have focused on developing new methods of treatment by accelerated carbonation of RS in order to improve the CO_2 storage and enhance the physical proprieties of RS. Also, some of them focused on parameters affecting the carbonation process. However, monitoring the process of carbonation assessing the rate, progression of carbonation and the potential CO_2 absorption of RS are needed in order to calculate the carbonation kinetic of RS and to highlight the optimum conditions to enhance/accelerate the RS carbonation.

The aim of this paper is to monitor the carbonation kinetic of a recycled sand with a particle size fraction of 0/4. The study was performed on a sand crushed from a mortar mixed in laboratory and based on standardized non-carbonated sand. 24 hours after mixing, the mortar was cured in water during 28 days in order to avoid carbonation. After that, the sand crushed was exposed to accelerated carbonation in laboratory during 7 days (until a maximum carbonation). A monitoring of the mass gain, pH evolution and carbonation products by TGA was carried out on the sand during carbonation.

II.TESTS AND PROCEDURES

A. Materials

The recycled sand (RS) employed in this research were produced in laboratory conditions from a standardized mortar. A purely siliceous standardized sand (0/4 mm) was used to ensure that the sand does not contain carbonates. Ordinary Portland cement CEM I 52.5 N according to the European Standard EN 197-1 was used. The mass fractions of the principal clinker phases provided by the manufacturer (Calcia, Bussac-France) and based on the Bogue calculation method are 65% C_3S, 13% C_2S, 7% C_3A, 13% C_4AF and 4.9% gypsum. The chemical composition and density of the cement used is given in Table 1.

Table 1. Chemical composition and density of the cement used.

Composition	Cao	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	SO_3	K_2O	Na_2O	Density
CEM I (wt%)	64.20	20.50	5.00	3.90	2.50	0.29	0..05	3.80

The water-to-cement ratio (w/c) of the mortars used was 0.6, while the sand-to-cement ratio was 3. They were cast in cylindrical molds of Ø 11x22 cm². After 24 hours, the mortar specimens were demolded and stored in water at an ambient laboratory temperature until the age of 28 days. Next, the mortar specimens were cut into small pieces before being fed into the crusher. After crushing, various particle sizes less than 4 mm were obtained, since the crusher was set to 4 mm. This study required 5 kg of sand, which was crushed in about 1 hour. The desired RS particle distribution size (0/4mm) was obtained by sieving and then exposed to accelerated carbonation. Initial state of the recycled sand (RS) used was assessed through phenolphthalein spraying before carbonation. The pink color indicates that there is no initial natural carbonation of the RS (Figure 1). In addition, the initial water content of RS after crushing was 2.30 %.

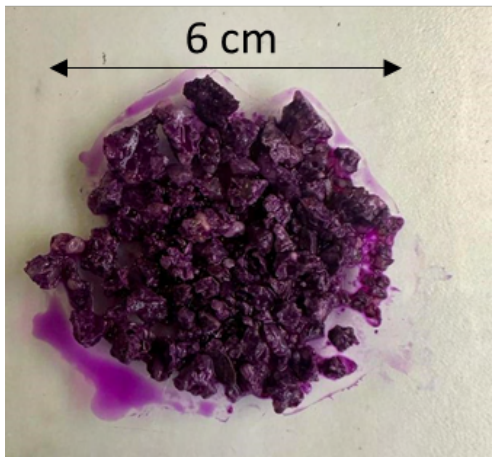


Figure 1. Phenolphthalein spraying on the recycled sand.

B. Accelerated carbonation

Plastic bins containing bed of recycled sand with a particle size fraction of 0/4 mm were placed in a carbonation chamber with a volume of 0.25 m^3 and a CO_2 concentration of 3% to 4% and relative humidity of 65%. A fan is positioned at the top of the chamber to ensure the homogenization of the ambient air. Relative humidity control is achieved using saturated saline solutions composed of magnesium nitrate. It should be noted that this relative humidity may vary within the chamber, depending on the evolution of the solid and liquid phases i the material. This is an aspect that has not been followed up in this work. In order to monitor carbonation of the recycled sand, colorimetric phenolphthalein test, mass monitoring, pH evolution and thermogravimetric analysis (TGA) were carried out on sand samples during the carbonation at the following exposure times: 0; 8; 24; 32; 48; 56; 72; 80; 96; 104; 120; 128; 144; and 152 hours. For pH measurements, the recycled sand (before or after carbonation) was immersed in distilled water with stirring and a pH probe accurate to 10^{-2}. The pH value was considered after stabilization. For TGA, a Setaram Setsys Evolution® device with a heating rate of 10°C/min from 20 to 1000°C was used. Powder samples of 100 ± 10 mg were used. Note that the water content of the recycled sand after carbonation (CRS) was 1.58 %.

CO_2 fixation by the CRS modifies a priori the mass of the specimen. The mass gain during carbonation was monitored using two cups containing the recycled sand studied, then were placed in the carbonation chamber. These cups were removed at each exposure time to measure mass, then replaced in the chamber. Thermogravimetric Analysis (TGA) and pH level measurement were also used for a comprehensive study. At these same intervals, some quantities were extracted from the chamber for pH readings and TGA testing.

III. Results

A. Phenolphthalein spraying test

A first qualitative phenolphthalein spraying method was used to asses the initial carbonation state of RS. Noted that, due to the small size of the sand particles, this method was used only to confirm the overall quality status of the carbonation of the RS. Figures 2 shows the colorimetric phenolphthalein test on RS during exposure to CO_2. Following six days of accelerated carbonation, recycled sands (0/4mm) seemed completely carbonated when the carbonation assessment using phenolphthalein spraying is conducted.

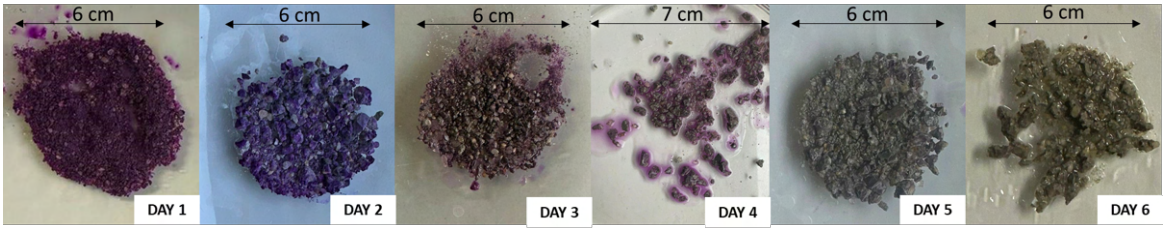


Figure 2. Result of Phenolphthalein spraying on carbonated recycled sand.

B. Mass gain monitoring

Mass gain is frequently cited in the literature as a sign of carbonation, that produces calcium carbonates ($CaCO_3$). Figure 3 displays the relative variations in recycled sand mass for the both cups used. The results showed an increase in mass overall as the carbonation process progressed, which may have resulted from CO_2 fixation (CO_2 uptake by adhered cement past) *(Zhang et al., 2016)*. In parallel, an hydraulic reaction with the cement paste particles present in the recycled sand or carbonation of the cement paste particles *(Hou, 2021)*. But one finding in particular has to be highlighted: during the first stage of carbonation (8 hours), there was a noticeable rise in mass and decreased later which was linked to the cementitious matrix's faster carbonation *(Hou, 2021, Kaddah et al., 2022)*. The mass increase may be associated with either a fast hydraulic response or the carbonation of leftover cement pastes particles that were adhered to the recycled sand's surface, it corresponds to the formation of initial carbonation products, which have a significant impact on mass *(Sereng, 2020)*. However, after this time a slighter increase is observed, suggesting a slowing down of the process. This is may be due to a saturation point or a transition to diffusion processes, which could act as a factor reducing the reaction. Beyond these results, the mass tracking has demonstrated that the samples are stabilized at a state of quasi-constant mass variation, which corresponds to a maximum carbonation of the RS used. Further information is given in "Discussions" section concerning the probable reason of the SR mass gain.

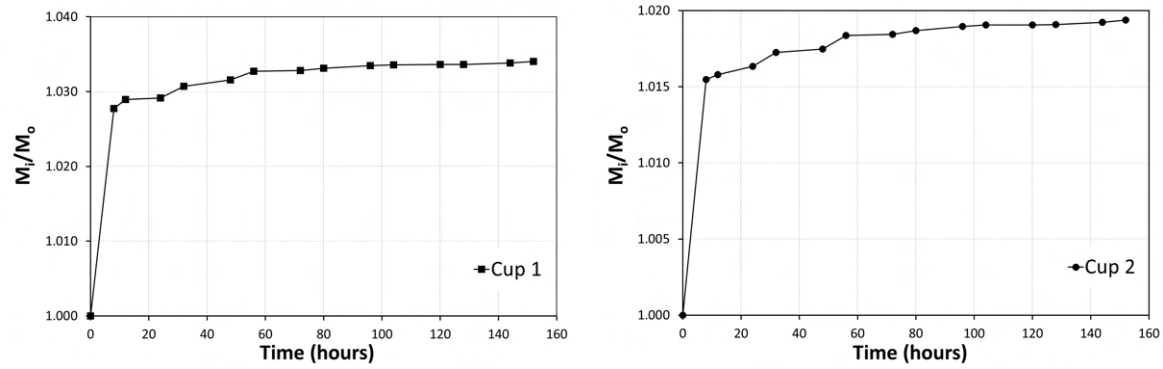


Figure 3. Mass gain of recycled sand during carbonation in the both cups used.

C. pH monitoring

Figure 4 shows the pH evolution of the recycled sand during carbonation. The results highlight a gradual decrease in pH over time. The quick pH decrease during the first eight hours of carbonation is in accordance with the mass gain discussed above. The decrease is likely the result of a quick hydrolysis reaction or an early reaction with the remains of the old cement paste adhered to the sand's grain surface *(Sereng, 2020)*. A second, weaker pH decrease kinetic was observed up to 6 days of carbonation (i.e., up to pH of 8.50). The results do not show stability in the pH of the carbonated recycled sand (CRS) at the end of the test, contrary to what was observed above for the monitoring of mass gain. We note that a more in-depth and longer-term monitoring of pH as a function of the carbonation of CRS is required. We recall that the pH decrease during carbonation of recycled sand is due to the carbonation of the old cement matrix (Portlandite dissolution and precipitation of calcium carbonates) *(Hou, 2021)*.

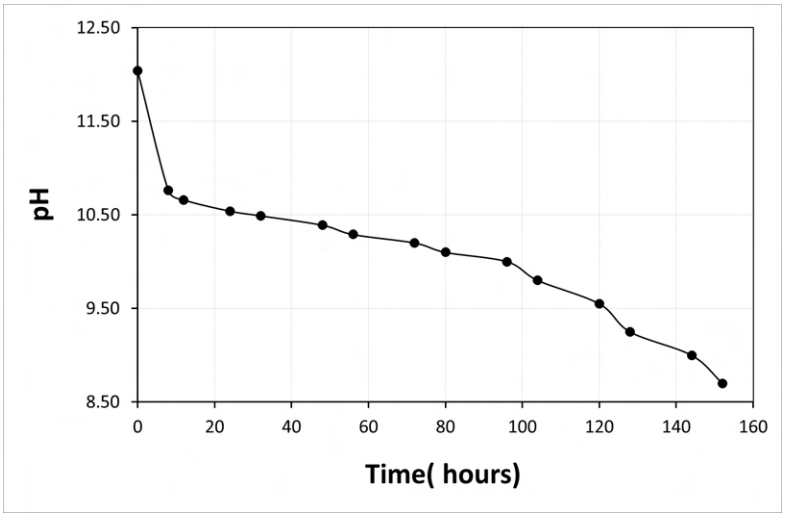


Figure 4. pH evolution of the recycled sand during carbonation.

D. Thermogravimetric Analysis (TGA)

Figure 5 shows TG curves and dTG ones of the recycled sand exposed to accelerated carbonation at 0; 8; 56 and 152 h. The amounts of the RS samples tested were 110 ± 6 mg. We recalled that the first peak at 120°C of the dTG curve is attributed to mass loss from free-vapor water evaporation and dehydration of gypsum. The second pick reveals a significant difference between the pre-carbonation and residual RS values between 430 and 500°C confirms the cement hydrates $Ca(OH)_2$ dissolution. Before carbonation, $Ca(OH)_2$ phase is seen between 400°C and 500°C; however, it decreases after carbonation, revealing the complete Portlandite decomposition. In the interval of 670 and 800°C, the $CaCO_3$ decomposition becomes more significant with CRS, showing a preferential development of metastable forms of calcium carbonate *(Lin et al., 2009)*.

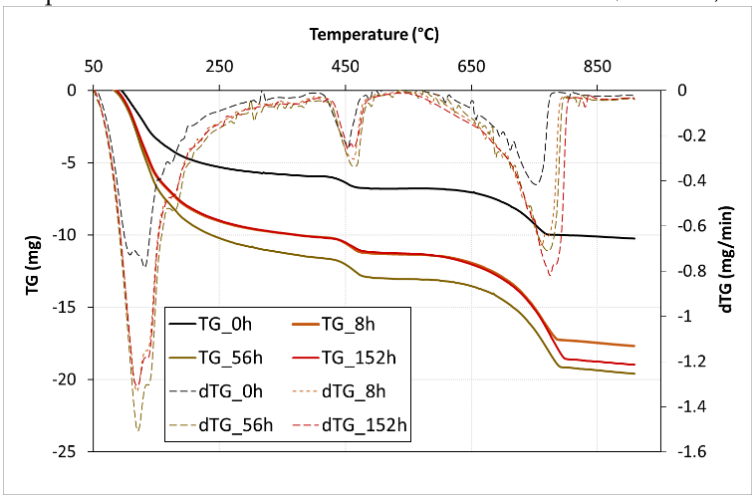


Figure 5. TG/dTG curves of recycled sand carbonation**.**

IV. Discussion

First, an increase in the mass of the recycled sand was observed as a function of the time of exposure to CO_2. The reasons of the mass gain could be: (1) humidity transport in the sand until

stabilization of water content of sand with the RH of the carbonation chamber.; (2) CO_2 capture which reacted mainly with portlandite dissolved in water to form $CaCO_3$; (3) H_2O produced by carbonation reaction. As a decrease in water content was observed in the SR before and after carbonation (2.30% and 1.58%, respectively), we can conclude that the mass gain in the carbonated SR (SRC) comes from CO_2 capture, which is in accordance with *(Zhang et al., 2016)*. Further measurements are required to confirm this result. The pH evolution of the recycled sand was monitored during CO_2 exposure by a pH meter (quantitatively) and by colorimetric phenolphthalein test (qualitatively). Quantitative monitoring showed a decrease in pH as a function of exposure time, due to the consumption of Portlandite. The colorimetric phenolphthalein test remained insensitive to this decrease (pink color) until day 5 of exposure, when the color becomes overall gray (Figure 2). This corresponds to a pH of around 9.70. Furthermore, we found that the pH of the recycled sand after 160 hours (about 7 days) of carbonation was not yet stable (i.e., carbonation not yet complete), yet the mass of the sand was relatively stable. This means that pH monitoring is more sensitive to carbonation than mass monitoring. The latter is not an accurate indicator of carbonation in view of phenomena acting in opposite directions during carbonation. CO2 fixation is accompanied by the release of water, which evaporates to maintain RH.

During eight hours of carbonation, a significant increase in $CaCO_3$ production is followed by a decrease in $Ca(OH)_2$. The latter was significantly decomposed, then after this duration, the amount of $CaCO_3$ continue to increase until about day 6. Long-term stabilization of the carbonation reaction may be revealed by identical fluctuations between 8 hours up to 6 days. These results suggest that the early carbonation phase is intensive, leading to a substantial production of $CaCO_3$, after that the CO_2 was more difficult to diffuse into the inner part of RCA, leading to an equilibrium in the process and exhibits rather stable changes over time *(Silva et al., 2019)*.

V. Conclusion

This article presents an experimental investigation of the carbonation kinetic of a laboratory-obtained recycled sable (0/4). The investigation covers the phenolphthalein test, mass gain, pH monitoring, and thermogravimetric analysis (TGA) on RS exposed to accelerated carbonation. The paper's preliminary findings include:

1. A significant rise in mass within the first hours of carbonation (eight for our study), which points out a quick response from the cementitious matrix. After 4-day carbonation, the mass evolution of the carbonated recycled sand was relatively stable. Based on SR water content monitoring before and after carbonation, the SR mass gain is due to CO_2 capture.

2. The gradual pH decrease of carbonated recycled sand over time is consistent with carbonation reactions, indicating a continuous precipitation of calcium carbonate. After 6-day carbonation, the pH of sand was not yet stable, contrary to mass gain, which could mean that the recycled sand carbonation was not yet maximum. pH monitoring is, a priori, more sensitive to carbonation than mass monitoring.

3. A substantial initial increase in $CaCO_3$ production during the first eight hours of carbonation, followed by a consistent rise in $CaCO_3$ content until 152 hours. This indicates a prolonged equilibrium phase in the carbonation process, suggesting difficulty in CO_2 diffusion into the inner part of RS beyond the initial intensive carbonation phase.

Acknowledgments

The authors would like to thank the Nouvelle Aquitaine Region and the Ecological Transition Agency (ADEME) for funding this work.

REFERENCES

Akhtar, A., Sarmah, A.K., 2018. Construction and demolition waste generation and properties of recycled aggregate concrete: A global perspective. Journal of Cleaner Production 186, 262–281. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.03.085

De Larrad, F., Colina, H., 2018. Le béton recyclé. Ouvrages Scientifiques, OSI4.

Dos Reis, G.S., Cazacliu, B.G., Artoni, R., Torrenti, J., 2020. Effect of the accelerated carbonation treatment on the recycled sand physicochemical characteristics through the rolling carbonation process. Journal of CO_2 Utilization 39, 101181. https://doi.org/10.1016/j.jcou.2020.101181

Hou, Y., 2021. Contribution au développement de la valorisation des déchets inertes du BTP : Étude de la carbonatation des granulats recyclés compactés, Thèse de doctorat, La Rochelle université, France.

Kaddah, F., Ranaivomanana, H., Amiri, O., Rozière, E., 2022. Accelerated carbonation of recycled concrete aggregates: Investigation on the microstructure and transport properties at cement paste and mortar scales. Journal of CO_2 Utilization 57, 101885. https://doi.org/10.1016/j.jcou.2022.101885

Ke, X., Xu, D., Cai, M., 2020. Experimental and numerical study on the eccentric compressive performance of RAC-encased RACFST composite columns. Engineering Structures 224, 111227. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111227

Kou, S., Zhan, B., Poon, C., 2012. Feasibility study of using recycled fresh concrete waste as coarse aggregates in concrete. Construction and Building Materials 28, 549–556. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.08.027

Kou, S.-C., Zhan, B., Poon, C.-S., 2014. Use of a CO_2 curing step to improve the properties of concrete prepared with recycled aggregates. Cement and Concrete Composites 45, 22–28. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.09.008

Limbachiya, M.C., Marrocchino, E., Koulouris, A., 2007. Chemical–mineralogical characterisation of coarse recycled concrete aggregate. Waste Management 27, 201–208. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2006.01.005

Lin, Y., Hu, Q., Chen, J., Ji, J., Teng, H.H., 2009. Formation of Metastable $CaCO_3$ Polymorphs in the Presence of Oxides and Silicates. Crystal Growth & Design 9, 4634–4641. https://doi.org/10.1021/cg900085

Mahieux, P.-Y., Turcry, P., Hamdoun, H., Amiri, O., Ferber, V., Chateau, L., 2017. Projet RECYMENT : Réactivité physico-chimique de graves recyclées utilisées en technique routière 35.

Monkman, S., Shao, Y., 2010. Integration of carbon sequestration into curing process of precast concrete. Can. J. Civ. Eng. 37, 302–310. https://doi.org/10.1139/L09-140

Sereng, M., 2020. Amélioration des propriétés des granulats recyclés par stockage de CO_2 : étude de la faisabilité pré-industrielle.

Silva, R.V., De Brito, J., Dhir, R.K., 2019. Use of recycled aggregates arising from construction and demolition waste in new construction applications. Journal of Cleaner Production 236, 117629. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.117629

Song, I.H., Ryou, J.S., 2014. Hybrid techniques for quality improvement of recycled fine aggregate. Construction and Building Materials 72, 56–64. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.08.041

Sormunen, P., Kärki, T., 2019. Recycled construction and demolition waste as a possible source of materials for composite manufacturing. Journal of Building Engineering 24, 100742. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100742

Tang, Y., Xiao, J., Wang, D., Zhang, M., 2023. Effect of carbonation treatment on fracture behavior of low-carbon mortar with recycled sand and recycled powder. Cement and Concrete Composites 142, 105178. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2023.105178

Thiery, M., Dangla, P., Belin, P., Habert, G., Roussel, N., 2013. Carbonation kinetics of a bed of recycled concrete aggregates: A laboratory study on model materials. Cement and Concrete Research 46, 50–65. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.01.005

Torrenti, J.M., Amiri, O., Barnes-Davin, L., Bougrain, F., Braymand, S., Cazacliu, B., Colin, J., Cudeville, A., Dangla, P., Djerbi, A., Doutreleau, M., Feraille, A., Gueguen, M., Guillot, X., Hou, Y., Izoret, L., Jacob, Y.-P., Jeong, J., Hiu Hoong, J.D.L., Mahieux, P.-Y., Mai-Nhu, J., Martinez, H., Meyer, V., Morin, V., Pernin, T., Potier, J.-M., Poulizac, L., Rougeau, P., Saadé, M., Schmitt, L., Sedran, T., Sereng, M., Soive, A., Dos Reys, G.S., Turcry, P., 2022. The FastCarb project: Taking advantage of the accelerated carbonation of recycled concrete aggregates. Case Studies in Construction Materials 17, e01349. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01349.

Traitement électrocinétique : contrôle et enrichissement sélectif d'éléments traces dans des sédiments fluviaux

Mathilde BETREMIEUX[1,2], Yannick MAMINDY-PAJANY[2]

[1] *Univ. Lille, Univ. Artois, IMT Lille Douai, JUNIA, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France*

[2] *Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, Univ. Artois, Junia, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France, mathilde.betremieux@junia.com*

RESUME

La remédiation électrocinétique (EK) est une méthode connue et efficace pour traiter les matrices complexes. Cette étude présente des essais EK en laboratoire, ciblant la remédiation de six éléments traces (Ba, Cd, Cr, Cu, Pb, Zn) dans les phases solide et liquide d'un sédiment fluvial. Contrairement aux études bibliographiques, ce travail révèle une mobilité significative des éléments, accompagnée de phénomènes d'enrichissement. L'utilisation d'acide citrique et de Tween20 comme électrolyte induit une acidification de la solution interstitielle, impactant l'intensité électrique et la mobilité des éléments traces. Le flux électroosmotique et l'intensité électrique ont révélé une corrélation notable, concomitant avec la migration électroosmotique des éléments vers les débordements anodiques et cathodiques. Ce phénomène souligne l'importance d'ajuster les paramètres EK. Les résultats de cette étude appellent à des investigations à grande échelle, incluant des essais sur le terrain ainsi qu'une étude approfondie des phases minéralogiques de rétention.

Mots-clefs : Sédiment, Electrocinétique, Dépollution, Métaux lourds, Pollution inorganique

Modalité de présentation : Présentation orale

I. INTRODUCTION

La gestion des sédiments de dragage constitue un défi mondial essentiel pour la pérennité des activités portuaires et fluviales, tout en présentant une opportunité de valorisation en tant que ressource renouvelable pouvant remplacer le sable naturel surexploité. Habituellement, les sédiments étaient simplement immergés. Or, cette pratique est néfaste du point de vue environnemental ; elle présente des effets indésirables sur la faune et la flore mais également des risques de pollution des eaux. A l'horizon 2025, la loi dite « LEROY » interdira le rejet en mer des boues de dragage polluées, ce qui exige la mise en place de filières de traitement pour ces matériaux déposés à terre. La méthode de remédiation électrocinétique (EK) se présente comme une solution reconnue et efficace pour traiter des matrices complexes telles que les boues d'épuration, les sols, les sédiments, les sols argileux etc. L'efficacité de la technologie EK dépend de divers paramètres tels que la nature de la matrice, le pH, le volume de la cellule expérimentale, l'intensité électrique, la forme globale de la cellule, le type de solution utilisé, etc. Durant le traitement EK, l'électrolyse

de l'eau génère des ions H^+ au niveau du pôle anodique et des ions OH^- au pôle cathodique. La production d'ions OH^- induit la précipitation des métaux près de la cathode (Ammami, 2013). Ainsi, des acides sont fréquemment utilisés dans le compartiment cathodique pour améliorer la solubilisation des éléments traces et leur électromigration vers la cathode (Ammami et al., 2015; Gidarakos and Giannis, 2006). Des travaux de recherche ont démontré que les surfactants non ioniques se lient aux métaux de manière plus efficace que leurs homologues anioniques, les positionnant comme des candidats prometteurs pour améliorer le traitement EK (Pazos et al., 2010; Song, 2017). Cependant, l'efficacité de l'absorption des métaux par des surfactants neutres fait l'objet de débats en raison des caractéristiques de liaison peu favorables des micelles neutres aux cations métalliques (Ammami et al., 2014). Néanmoins, l'ajout d'un surfactant neutre en combinaison avec un agent acidifiant peut se révéler intéressant en ce qui concerne les mécanismes de désorption d'éléments de la phase solide vers la phase liquide (Benamar et al., 2020).

Cette étude utilise de l'eau déionisée (DW) comme solution de traitement de référence, tandis que l'acide citrique (CA) a été employé en tant que réactif acidifiant. Le Tween20 (TW20) a également été inclus dans nos expériences, principalement pour réduire les tensions interfaciales et améliorer les processus de désorption, facilitant ainsi la libération des polluants dans la phase liquide et ainsi leur probable élimination du système par le biais du processus d'électromigration. L'article propose d'explorer spécifiquement l'impact du pH sur la mobilisation des polluants dans les différentes phases du sédiment. Les traitements acides sont particulièrement pertinents, car ils influent directement sur la matrice sédimentaire en décomposant les phases porteuses, favorisant ainsi la solubilisation des éléments. L'originalité de cette étude réside dans la constatation que cette solubilisation de phases porteuses semble être indicative de l'enrichissement de certains éléments dans la phase liquide. Cette observation n'a pas été clairement soulignée dans la littérature.

II. Investigations expérimentales

A. Caractéristiques des sédiments

Les sédiments de la Scarpe à Saint-Laurent-Blangy, Hauts-de-France, ont été collectés à l'aide d'une pelle mécanique et conservés à 5 °C dans des récipients hermétiques pour minimiser l'auto-dégradation des éléments traces et de la matière organique (Song et al., 2014). Avant le test EK, les échantillons ont été homogénéisés et soumis aux protocoles d'essai français, *comprenant* la lixiviation (NF EN 12457-2) et l'analyse de la phase solide (NF ISO 12914), dont les résultats sont présentés dans le **Tableau 1**.

TABLEAU 1. Concentration initiale d'éléments dans la phase solide* et dans la phase liquide, résultats adaptés de Betremieux & Mamindy-Pajany, (2021)**

Eléments	Concentration total* (mg.kg-1)	Concentration lixiviée** (mg.kg-1)
Ba	406.31 ± 1.40	1.21 ± 0.01
Cd	0.67 ± 0.05	0.01 ± 0.01
Cr	44.17 ± 0.80	0.07 ± 0.01
Cu	41.75 ± 0.70	0.60 ± 0.01
Pb	56.19 ± 1.82	0.04 ± 0.01
Zn	333.24 ± 10.60	0.96 ± 0.02

B. Mise en place et expériences

Trois expériences EK ont été menées avec une tension continue de faible intensité (14 V) pendant 28 jours. L'EXP.A a utilisé de l'eau distillée (DW) comme électrolyte, tandis que l'EXP.B a intégré une solution de citrate (CA) (0,1 M) pour renforcer les effets EK. L'EXP.C a combiné du Tween20 (TW20) (0,04 M) avec la solution de citrate (0,1 M). Les réactifs ont été injectés à un débit de 60 $ml.h^{-1}$ à l'aide de deux pompes. Le sédiment a été placé dans le compartiment (1), comme indiqué à la **figure 1**, tandis que les réactifs étaient introduits dans le compartiment (2). Après une saturation de 72 heures pour faciliter le dépôt naturel du sédiment, des mesures de pH et d'intensité électrique ont été effectuées quotidiennement à l'aide de guides-sondes, et les flux électroosmotiques (EOF) ont été calculés par différence entre les débits d'entrée et de sortie. Suite à une étude antérieure (Betremieux et Mamindy-Pajany, 2021) suggérant une corrosion du fil de cuivre utilisé pour les mesures de courant, ce dernier a été remplacé par une tige circulaire en graphite. À la fin de l'expérience, l'échantillon de sédiment a été subdivisé en trois sections égales (S1, S2 et S3) et séché à 40 °C. L'efficacité d'élimination de six contaminants, à savoir le baryum (Ba), le cadmium (Cd), le chrome (Cr), le cuivre (Cu), le plomb (Pb) et le zinc (Zn), a été calculée selon l'**équation 1**.

$$\%R = \frac{C_i - C_f}{C_i} \times 100\% \qquad \textbf{Eq (1)}$$

Avec:

$\%R$ *: Remediation : exprimant la dépollution d'un oligo-élément donné*

C_i *: La concentration initiale d'un oligo-élément donné*

C_f *: La concentration finale d'un oligo-élément après traitement EK*

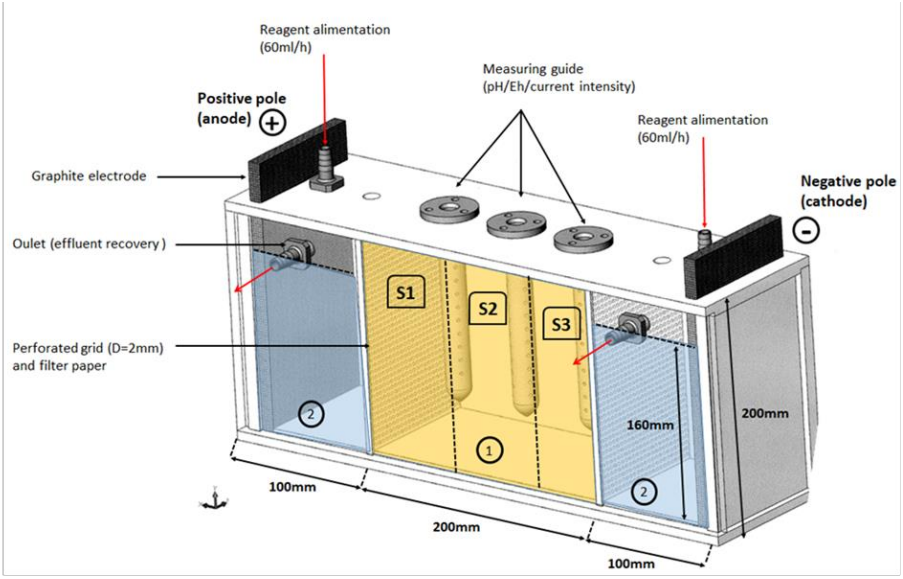


FIGURE 1. Illustration de la cellule de traitement. (1) Compartiment des sédiments ; (2) Compartiments des solutions électrolytiques. Les sections S1, S2 et S3 représentent les sections transversales désignées pour la surveillance par zones (Modifié de Betremieux & Mamindy-Pajany, (2021)**).**

III. Résultats et discussion

A. Variation du courant électrique et du flux électroosmotique en cours de traitement

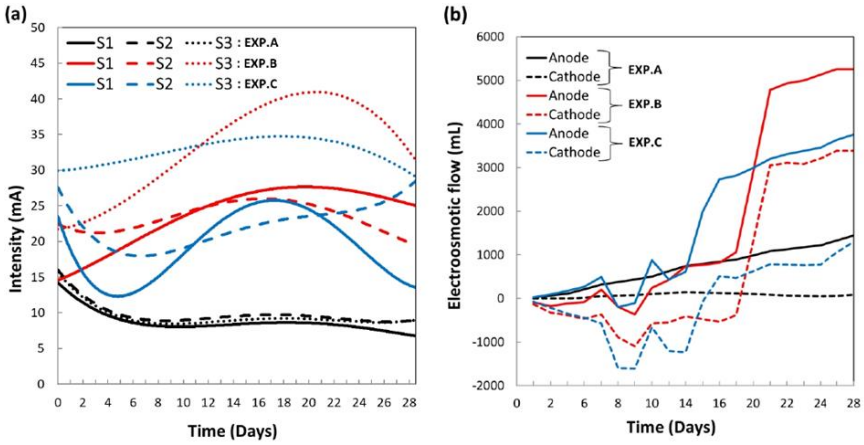


FIGURE 2. Mesure des paramètres dans S1, S2 et S3, pendant le traitement pour les 3 expériences ; (a) intensité du courant ; (b) variation du EOF aux débordements anodique et cathodique.

L'évolution du courant électrique pendant le traitement est illustrée à la **Fig. 2a**. Avec l'utilisation de l'eau distillée (DW) comme électrolyte dans l'EXP.A, les intensités initiales du courant électrique étaient de 14,87, 17,25 et 16,72 mA pour les sections S1, S2 et S3 respectivement. Au bout de 10 jours de traitement, ces valeurs ont diminué pour atteindre 7,55, 8,92 et 8,26 mA, se stabilisant ensuite jusqu'à la fin du test. Globalement, l'EXP.A a présenté des tendances similaires

dans les trois sections analysées, avec des valeurs de courant significativement inférieures par rapport aux expériences acides (EXP.B et EXP.C). Ces résultats sont cohérents avec les observations de Song et al., (2016), qui ont également noté les valeurs de courant les plus basses avec l'utilisation de DW. L'intensité du courant pour l'EXP B a connu une augmentation progressive dans les trois sections au cours des 19 premiers jours, atteignant des valeurs allant jusqu'à 32,43, 28,60 et 44,31 mA dans S1, S2 et S3, respectivement. Cette évolution peut être attribuée à la désorption des ions métalliques, entraînant ainsi une augmentation de la conductivité ionique dans le milieu poreux(Ayyanar and Thatikonda, 2020). Pendant les 7 premiers jours de l'EXP.C, l'intensité du courant électrique a diminué dans les sections S1 et S2. Par la suite, dans S1, le courant a augmenté progressivement jusqu'à atteindre 34,39 mA au jour 17, avant de diminuer à nouveau jusqu'à la fin du traitement. Pour S2, les valeurs ont augmenté progressivement à partir du jour 7 jusqu'à la fin du traitement. Dans S3, le courant a atteint sa valeur maximale de 40,18 mA après 15 jours de traitement. Dans l'ensemble, l'ajout de TW20 avec l'acide citrique n'a pas entraîné une augmentation significative de l'intensité électrique par rapport au traitement utilisant uniquement CA. Cette observation pourrait s'expliquer par une mobilité réduite des complexes métalliques, due à leur taille plus importante. Les fluctuations de l'intensité du courant électrique observées dans cette étude ne correspondent pas aux résultats rapportés par d'autres chercheurs (Ayyanar and Thatikonda, 2020; Tang et al., 2018). Dans leurs études, une augmentation significative de l'intensité électrique était observée au début du traitement EK, suivie d'une diminution progressive jusqu'à la fin du test. À l'inverse, Ammami et al., (2014) ont constaté que les valeurs d'intensité de courant restaient relativement constantes tout au long de leurs traitements DW, CA et CA+TW20. L'hétérogénéité de la matrice sédimentaire peut expliquer ces variations. Des études ont démontré que l'efficacité de la remédiation dépend d'interactions spécifiques entre les polluants et les constituants du sédiment (Hahladakis et al., 2016; Kirkelund et al., 2010; Masi et al., 2017). Les facteurs limitants incluent l'hétérogénéité élevée de la matrice sédimentaire et la forte non-linéarité des processus se produisant lors de l'application du champ électrique (Alshawabkeh, 2009).

L'évolution du flux électroosmotique (EOF) au cours du traitement est illustrée à la **Fig. 2b**. Le EOF découle de l'interaction électrochimique entre le champ électrique, les particules du sol et le fluide interstitiel (Cameselle, 2015). La présence de citrate dans le fluide poreux améliore généralement le EOF, particulièrement du côté anodique. Cameselle, (2015) a noté une amélioration du EOF dans un sol agricole avec l'utilisation de 0,1 M d'acide citrique. L'acide citrique est reconnu pour enrichir les solutions interstitielles en ions citrate et augmenter l'intensité du courant (Ammami et al., 2013; Amrate, 2005). En général, le EOF s'oriente de l'anode vers la cathode en raison de la charge négative de la surface des particules solides et de la migration prédominante des ions H^+ par rapport aux ions OH^- (Mosavat et al., 2012). Cependant, une acidification importante peut entraîner un potentiel zêta positif, inversant ainsi la direction du flux (Yoo et al., 2015). Ayyanar & Thatikonda, (2020) ont suggéré qu'une concentration élevée d'ions H^+, associée à une augmentation du potentiel zêta, favorise un EOF important vers la cathode. L'utilisation de CA a, dans nos expériences, augmenté à la fois l'intensité du courant électrique et le EOF. Ammami et al., (2015) ont remarqué une augmentation plus importante du EOF vers la cathode lorsque du TW20 a été ajouté à CA. Cette observation ne s'est pas manifestée dans notre étude, indiquant la possible implication d'autres mécanismes. Dans l'ensemble, le flux électroosmotique calculé dans les trois expériences était plus prononcé au niveau du compartiment anodique (**Fig. 2b**). Dans EXP.A, la

direction du flux semblait conventionnelle. En revanche, pour EXP.B et EXP.C, le flux mesuré au niveau du compartiment anodique augmentait progressivement pour atteindre des valeurs élevées à la fin de l'expérience (soit 5254 mL et 3758 mL respectivement). Toutefois, le flux mesuré au niveau de la cathode était négatif au cours des 14 premiers jours des tests, indiquant une inversion du flux. Cette tendance décroissante a rarement été observée dans la littérature. Cependant, Masi, (2017) a noté que dans les tests à l'acide nitrique, la direction du EOF s'est inversée vers l'anode après 10 à 20 jours de traitement. Il a attribué cette inversion à la réduction accrue du pH de la solution poreuse. L'acidification progressive des sédiments aurait augmenté la charge positive de la surface, entraînant l'inversion du flux. Dans nos expériences, l'acidification de l'eau interstitielle a en effet été observée dans une certaine mesure, en particulier dans la section près de l'anode (S1). Cependant, le pH ne semble pas jouer un rôle significatif dans l'inversion du EOF dans notre étude. Bien que cette inversion semble spécifique aux expériences où le CA est utilisé, il est possible que les ions OH^-, produits par l'électrolyse de l'eau au début des tests, aient migré de la cathode vers l'anode dans les premiers moments des tests, affectant la direction du EOF et expliquant les résultats décroissants jusqu'à 14 jours dans le compartiment de la cathode. L'électromigration des ions OH^- a probablement été facilitée par le courant électrique élevé mesuré dans S3 sur la même période (**Fig. 2a**).

L'étude de Cameselle, (2015) a démontré que le gradient de tension avait un effet significatif sur la durabilité du EOF, et l'utilisation d'acides organiques, tels que l'acide citrique, induisait un EOF important et régulier. Ces résultats peuvent être corrélés avec nos propres constatations (**Fig. 2a et 2b**), car nous avons observé des pics quasi-concomitants entre l'intensité électrique et le EOF. Par exemple, dans l'expérience EXP.B, la section S1 a présenté une augmentation de l'intensité électrique jusqu'au 20e jours. En même temps, le EOF anodique a également augmenté de manière significative jusqu'au jours 20. Les courbes du EOF étaient asymptotiques au moment du pic d'intensité électrique pour les expériences réalisées avec l'agent acidifiant. Nos résultats suggèrent que le EOF est plus étroitement lié à l'intensité électrique qu'à la variation du pH.

B. Evolution du pH

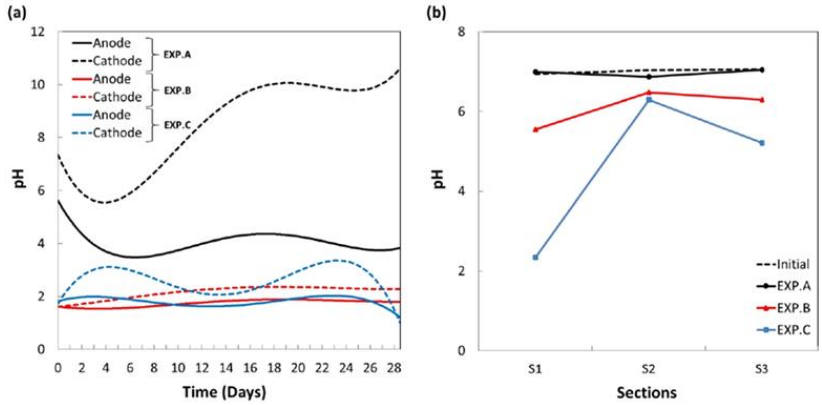


FIGURE 3. Évolution du pH, (a) dans les chambres anodique et cathodique en cours de traitement; (b) dans l'eau interstitielle des trois sections, à la fin du traitement.

Pendant le traitement EK, la production et la mobilisation des ions H^+ et OH^- peuvent modifier le pH des sédiments. Le plus petit rayon ionique des ions H^+ les fait se déplacer presque deux fois plus vite que les OH^- (Acar et al., 1995; Ayyanar and Thatikonda, 2020; Guedes et al., 2014), entraînant une frontière acide plus large par rapport à la frontière basique. Cette frontière acide favorise la dissolution des métaux lourds contenus dans les particules sédimentaires (Mosavat et al., 2012). Dans EXP.A, sans surprise, l'utilisation de DW n'a pas fait diminuer le pH du compartiment cathodique. Au contraire il est passé de 7 à 10 en raison de la production d'ions OH^-. Au compartiment anodique, le pH a chuté rapidement de 7 à 3 dans les trois premiers jours en raison de la production d'ions H^+ (**Fig. 3a**). Dans l'EXP.B, le pH des chambres électrolytiques est resté acide (pH=2) tout au long du test, tandis que l'ajout de TW20 dans l'EXP.C a généré un profil cathodique moins constant, bien que le pH anodique soit demeuré fortement acide, autour de 2.

Le pH de l'eau interstitielle pour l'EXP.B variait de 7 à 5,55 pour S1, de 7 à 6,47 pour S2, et jusqu'à 6,29 pour S3 (**Fig. 3b**). La diminution du pH est minime, vraisemblablement en raison de la capacité tampon élevée du sédiment étudié (Betremieux and Mamindy-Pajany, 2021) et de la présence de carbonates en quantités significatives (Singh et al., 1998). Pour l'EXP.C, le pH à l'anode a connu une diminution significative. Comme observé précédemment, la conductivité des sédiments a augmenté dans S1 (**Fig. 2a**), entraînant une intensité de courant plus élevée après le jour 16. Cette augmentation dans la section proche de l'anode pourrait, conjuguée aux effets du TW20, être attribuée à une production accrue d'ions H^+, induisant ainsi une forte réduction du pH de l'eau interstitielle dans cette zone. Ces observations s'alignent avec les conclusions d'Ayyanar & Thatikonda, (2020) qui ont indiqué une faible intensité de courant en présence d'une concentration réduite d'ions H^+ dans le sédiment, tandis qu'une concentration élevée en ions H^+ était plutôt associée à une intensité de courant plus importante. Ammami et al., (2014) ont rapporté qu'un pH acide contribue à des valeurs élevées de courant électrique, ce qui permet aux contaminants métalliques de rester en phase aqueuse. L'étude d'Ammami et al., (2014) suggère également la possibilité d'une inversion du EOF à faible pH, ce qui inhibe l'électromigration des espèces cationiques et est donc préjudiciable au processus de décontamination. Les auteurs ont mis en avant la nécessité de maintenir un pH suffisamment bas pour maintenir les contaminants métalliques en solution, mais suffisamment élevé pour maintenir un potentiel zêta négatif afin d'éviter l'inversion du EOF. L'utilisation de l'CA, qui est un acide connu pour sa capacité tampon intéressante, a conduit à la stabilisation du pH des compartiments anodiques et cathodiques entre 3,0 et 3,5. Cependant, la matrice sédimentaire utilisée dans cette étude n'a pas permis une réduction significative du pH dans la colonne sédimentaire.

C. Contaminants mesurés dans les sorties (anode et cathode)

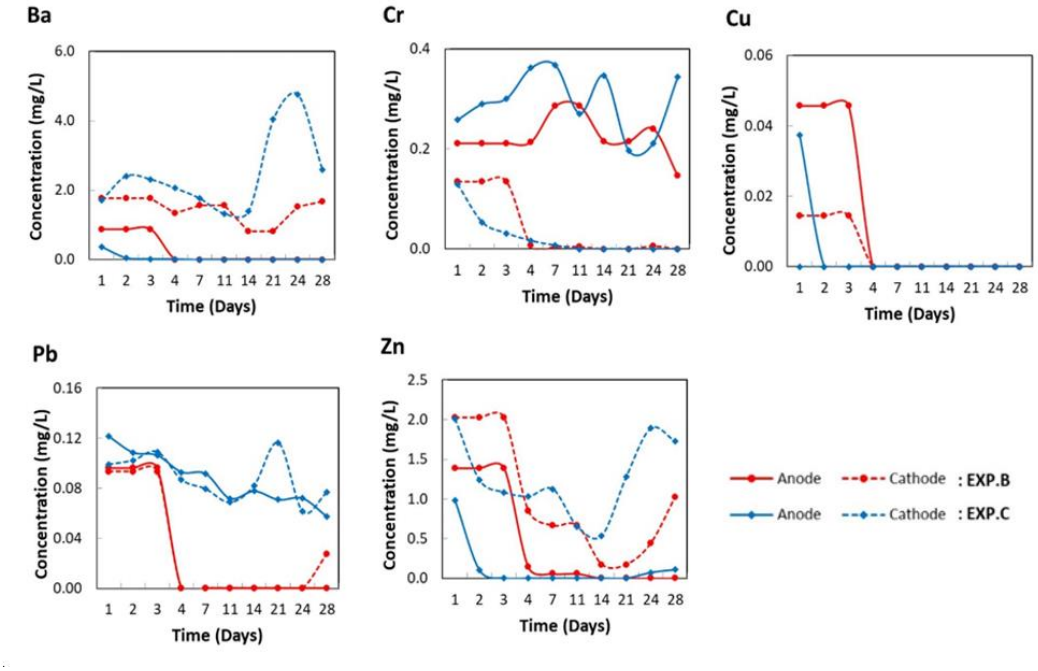


FIGURE 4. Concentration des éléments traces (en mg.L^{-1}), mesurée dans les effluents de sortie anodique et cathodique, pour les EXP.B et EXP.C.

Divers échantillons ont été prélevés simultanément aux débordements anodique et cathodique (voir **Fig.1**). Ces résultats, présentés à la **figure 4**, reflètent l'évolution de l'élimination des éléments traces au cours du traitement et la direction principale de leur migration. Différents schémas de migration ont été observés en fonction de la nature des éléments traces. En ce qui concerne l'EXP.B, Zn, Pb et Ba ont été extraits plus fortement vers la fin du traitement, tandis que le Cd n'a pas été détecté dans les effluents. Ba^{2+}, Pb^{2+} et Zn^{2+} ont été évacués principalement par la sortie cathodique, conformément à la direction générale d'électromigration. Des pics de concentration, pour Ba et Zn, ont été observés à la sortie cathodique pour EXP.B et EXP.C, coïncidants avec les pics d'intensité électriques et de EOF présentés en **Fig. 2a et 2b**. Notamment, les pics d'intensité les plus élevés ont été observés dans la section la plus proche de la cathode (S3). Ainsi, l'augmentation de l'intensité électrique et l'accélération du EOF semblent faciliter l'extraction de ces éléments vers le compartiment cathodique. Des observations similaires peuvent être faites pour EXP.C (**Fig. 4**). L'extraction maximale des éléments traces vers le compartiment cathodique a eu lieu le jour 14, coïncidant avec la période d'accélération du EOF et du pic d'intensité électrique mesuré dans S3 (**Fig. 2a et 2b**). Cette évolution synchrone suggère que l'intensité électrique et le EOF influencent significativement la migration des éléments métalliques. La formation des complexes de citrates, chargés négativement (M-Citrate^{-}), auraient dû favoriser la migration vers l'anode. Cependant, comme observé précédemment, le pH mesuré dans ces zones n'était pas propice à la migration de ces complexes. Par conséquent, l'extraction a probablement dû se produire dans la direction du EOF (vers la cathode), expliquant ainsi la présence en quantités significatives d'éléments dans le compartiment cathodique.

D. Évolution des contaminants dans la phase solide

Le **tableau 2** montre les taux d'élimination (%R) de la phase solide, calculés via l'équation (1), selon les 3 sections. Globalement, le Ba a présenté le meilleur taux de dépollution, atteignant une efficacité de 75.6% en S3 pour l'EXP.C. Les conditions du milieu étaient propices à la présence du baryum en phase aqueuse, favorisant ainsi une élimination efficace (Cappuyns, 2018). Dans l'ensemble, les tendances observées pour l'expérience réalisée avec DW étaient les mêmes que celles observées dans une étude précédente menée par Betremieux & Mamindy-Pajany, (2021). Pour les expériences EXP.B et EXP.C, le Cd et le Cu ont montré des enrichissements dans les trois sections. Des enrichissements localisés supplémentaires ont été constatés dans les EXP.A et B, probablement dus aux variations spatiales du pH et en fonction de la distance par rapport aux extrémités des pôles électriques. Des phénomènes de précipitation/complexation des formes libres ont probablement été impliqués dans les enrichissements observés après le traitement EK (Isaure, 2012).

TABLEAU 2. **Pourcentages de remédiation (%R) dans la phase solide sédimentaire et dans les trois sections d'analyse. Les valeurs négatives correspondent à un enrichissement.**

Eléments	EXP.A			EXP.B			EXP.C		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Ba	69.2%	69.2%	70.4%	72.5%	71.5%	71.5%	70.4%	72.6%	75.6%
Cd	32.9%	40.2%	36.2%	*-22.6%*	*-12.3%*	*-12.8%*	*-22.9%*	*-18.0%*	*-3.5%*
Cr	6.6%	5.5%	8.8%	7.5%	6.1%	6.6%	0.5%	3.4%	13.2%
Cu	*-28.0%*	*-27.0%*	*-24.3%*	*-20.5%*	*-15.0%*	*-26.1%*	*-26.8%*	*-16.6%*	*-20.5%*
Pb	2.1%	2.5%	3.0%	1.2%	5.2%	2.0%	*-3.6%*	8.6%	7.2%
Zn	*-4.0%*	*-2.7%*	*-0.2%*	*-2.1%*	3.8%	4.1%	11.7%	4.5%	8.2%

E. Évolution des contaminants dans la phase liquide

L'EXP.A a efficacement dépollué les éléments traces pour l'ensemble des sections, malgré des conditions de pH neutre **(voir tableau 3)**. Des pourcentages de remédiation relativement élevés ont été observés, tels que Zn (96%), Ba (78,4%), Cu (82,2%) et Cr (93,2%). Cependant, des enrichissements localisés, parfois limités à une section, ont été constatés lors des expériences menées avec l'acide citrique (EXP.B et EXP.C). Ces enrichissements sont particulièrement importants dans S1. Illustrant ce phénomène, le taux de Zn dans l'EXP.B a montré des enrichissements spécifiquement dans S1, bien que des taux de remédiation de 96% et 69,1% aient été enregistrés dans S2 et S3, respectivement. Dans EXP.C, nous constatons que la S2 a présenté les taux de remédiation les plus élevés. Nous constatons également que pour le Zn, 28,3% d'abattement a été mesuré dans S2, tandis que S1 et S3 se sont enrichis. Ces enrichissements sont probablement dus à l'utilisation de l'acide citrique, qui a augmenté la mobilité des éléments traces. Yoo et al., (2015) ont observé l'accumulation d'éléments dans la section anodique en présence de citrate. Selon les conclusions de Song, (2017), les traitements EK des sédiments utilisant de l'acide citrique, bien qu'ils induisent une augmentation de l'intensité du courant pouvant améliorer le flux électroosmotique et la migration ionique, peuvent également conduire à une accumulation accrue de certains éléments traces. Ceci est cohérent avec nos observations expérimentales.

Normalement, la migration des complexes de citrate et des cations métalliques par électromigration devrait conduire à une accumulation des métaux au centre de l'échantillon (Cameselle and Pena, 2016). Cependant, dans nos expériences, l'accumulation est principalement concentrée dans la section S1 et dans une moindre mesure dans la section 3 (**Tableau 3**). Par exemple, lorsque Zn^{2+} se combine avec le citrate et se dissout dans l'eau, quatre complexes peuvent se former, comme le montrent les équations de Cameselle & Pena, (2016). L'abondance relative de Zn^{2+} et des complexes nouvellement formés dépend du pH de la solution. Zn^{2+} est l'état le plus abondant à des niveaux de pH très acides (pH=1 à 2), conditions retrouvées pour EXP.C dans la section acide S1 (pH=2). Cameselle & Pena, (2016) suggèrent également qu'un complexe chargé positivement $[ZnH2L]^+$ apparaît à un pH < 3, tandis qu'un complexe neutre [ZnHL] apparaît dans la plage de pH de 3 à 4,5. À un pH > 4,5, Zn se complexe et forme une espèce chargée négativement $[ZnL]^-$. Selon la distribution des espèces suggérées par Cameselle & Pena, (2016), dans S1 de EXP.C, on s'attend à ce que Zn soit dans un état de cation divalent ou de complexe de citrate positif, tous deux adaptés à l'électromigration vers la cathode. Lorsque le pH est supérieur à 4,5, comme dans S2 et S3 de EXP.C, Zn devrait former un complexe chargé négativement qui peut migrer vers l'anode. Ces flux de Zn opposés peuvent éventuellement se rencontrer dans S1. Cependant, les complexes $[ZnL]^-$ possiblement formés dans S2 et S3 ne peuvent pas migrer dans les zones où le pH est inférieur à 4, contraignant l'élément à adopter des états Zn^{2+} ou $[ZnH2L]^+$ et favorisant une migration vers des conditions plus alcalines. De même, les espèces cationiques formées dans S1 ne sont pas prédisposées à migrer au-delà de la section S1. L'environnement de pH élevé dans S2 et S3 inhibe la progression du cation. Ainsi, le Zn a tendance à s'accumuler dans le liquide interstitiel de S1, où le pH est acide. De plus, dans la plage de pH neutre de S2, le Zn serait sous forme anionique, entraînant son électromigration et sa concentration vers le côté anodique (Benamar et al., 2020). Comme mentionné ci-dessus, nos résultats ont montré que de nombreux éléments ont été récupérés dans les régions proches des électrodes après les traitements CA+TW20, et en particulier dans S1.

Yuan et al., (2016) ont utilisé une approche numérique (Visual MINTEQ) pour estimer les formes de Ni, Cu, Cd, Zn et Pb pendant le traitement EK. Les formes existantes des éléments traces influent sur leur migration pendant le processus EK. La simulation a indiqué que la plupart du Cd, du Zn et du Pb restaient sous forme d'ions libres à un pH de 3 à 5. Cependant, lorsque le pH augmentait à environ 4,5, la plupart du Ni et du Cu formaient des complexes citrates chargés négativement, qui migraient da la cathode à l'anode par électromigration. L'analyse réalisée par Yuan et al., (2016) a corroboré celle de Cameselle & Pena, (2016). Cela peut donc expliquer la plupart de nos résultats expérimentaux, qui ont suivi une tendance similaire : Cu a enrichi la S1, tandis que S2 et S3 ont été remédiés (82% et 75%, respectivement) ; Pb et Cd ont enrichi davantage la S1. Seul Ba a été efficacement dépollués de la phase liquide dans les trois sections de EXP.C et de l'EXP.A. Dans l'ensemble, l'expérience EXP.C a montré des taux d'accumulation les plus élevés. Ces enrichissements ont été favorisés par les propriétés émulsionnantes du surfactant, qui est connu pour diminuer la tension interfaciale (Alcántara et al., 2008), augmentant ainsi la concentration des éléments traces dans la phase liquide interstitielle même lorsque le pH n'est pas acide.

Les éléments traces initialement inaccessibles ont probablement été rendus disponibles dans le milieu aqueux en raison des conditions de pH favorables à la solubilisation. En environnements aqueux, les métaux existent sous différentes formes, y compris sous forme dissoute

ou solide, adsorbés sur les surfaces des particules ou incorporés profondément dans la structure minéralogique des cristaux (Priadi, 2010). Le traitement EK a probablement rendu disponible des éléments initialement associés à des cristaux. La différence de pH observée entre les différentes sections n'assurait pas des conditions d'élimination optimales, expliquant les enrichissements observés dans l'EXP.B et C. Ces enrichissements peuvent être interprétés comme une dépollution, se produisant à un niveau plus profond en raison de la dégradation de la matrice solide.

TABLEAU 3. **Elimination (%R) dans la phase liquide. Les valeurs négatives correspondent aux enrichissements, reflétant une mobilité accrue.**

Eléments	EXP.A			EXP.B			EXP.C		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Ba	75.9%	76.8%	78.4%	*-348.3%*	76.3%	67.9%	43.8%	19.0%	28.1%
Cd	16.7%	16.7%	16.7%	*-506.7%*	*-100.0%*	*-100.0%*	*-5806.7%*	*-50.0%*	*-50.0%*
Cr	93.2%	93.2%	32.4%	*-4318.4%*	85.1%	48.5%	*-9902.4%*	*-279.8%*	*-926.3%*
Cu	78.4%	78.4%	65.0%	27.8%	62.9%	75.8%	*-158.5%*	82.2%	74.7%
Pb	32.5%	32.5%	32.5%	*-3267.0%*	40.0%	40.0%	*-2804.5%*	*-12.5%*	*-767.0%*
Zn	95.4%	92.7%	92.0%	*-1519.0%*	96.0%	69.1%	*-8812.1%*	28.3%	*-509.1%*

IV. Conclusion

En conclusion, cette étude a mis en lumière plusieurs résultats significatifs, notamment une corrélation entre le flux électroosmotique et l'intensité du courant électrique, l'influence positive des électrolytes acides sur la migration électroosmotique, ainsi que la capacité de l'acide citrique à accroître considérablement la mobilité des éléments. Il est recommandé d'approfondir la recherche en s'intéressant à la spéciation séquentielle des éléments traces afin de mieux comprendre leur distribution spatiale dans la matrice et l'impact des traitements EK sur les phases porteuses. Dans l'ensemble, cette étude apporte des éclairages essentiels sur l'application des techniques de remédiation EK acidifiantes pour la gestion des sédiments contaminés, soulignant la nécessité d'ajuster certains paramètres EK pour des opérations à grande échelle. De même, cette étude met l'accent sur l'impératif de réduire le transfert de polluants dans l'environnement, une préoccupation cruciale à court terme étant donné le durcissement prévu des réglementations. Il sera impératif de limiter le transfert de cette pollution au niveau des zones de gestion à terre des sédiments, en réponse aux nouvelles normes. En outre, bien que l'étude se concentre sur les sédiments de dragage, cette technologie de dépollution peut également être efficacement appliquée in situ, notamment au niveau de friches industrielles fortement polluées.

REFERENCES

Acar, Y.B., Gale, R.J., Alshawabkeh, A.N., Marks, R.E., Puppala, S., Bricka, M., Parker, R., 1995. Electrokinetic remediation: Basics and technology status. J Hazard Mater 40, 117–137. https://doi.org/10.1016/0304-3894(94)00066-P

Alcántara, M.T., Gómez, J., Pazos, M., Sanromán, M.A., 2008. Combined treatment of PAHs contaminated soils using the sequence extraction with surfactant-electrochemical degradation. Chemosphere 70, 1438–1444. https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2007.08.070

Alshawabkeh, A.N., 2009. Electrokinetic soil remediation: Challenges and opportunities. Sep Sci Technol 44, 2171–2187. https://doi.org/10.1080/01496390902976681

Ammami, M.T., 2013. Contribution à l'étude des processus électrocinétiques appliqués aux sédiments de dragage.

Ammami, M.T., A, Benamar., F, P., H.Q., W., 2013. Traitement électrocinétique appliqué aux composés organiques et inorganiques dans les sédiments de dragage Abstract : 21ème Congrès Français de Mécanique 1–6.

Ammami, M.T., Benamar, A., Wang, H., Bailleul, C., Legras, M., Le Derf, F., Portet-Koltalo, F., 2014. Simultaneous electrokinetic removal of polycyclic aromatic hydrocarbons and metals from a sediment using mixed enhancing agents. International Journal of Environmental Science and Technology 11, 1801–1816. https://doi.org/10.1007/s13762-013-0395-9

Ammami, M.T., Portet-Koltalo, F., Benamar, A., Duclairoir-Poc, C., Wang, H., Le Derf, F., 2015. Application of biosurfactants and periodic voltage gradient for enhanced electrokinetic remediation of metals and PAHs in dredged marine sediments. Chemosphere 125, 1–8. https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2014.12.087

Amrate, S., 2005. Etude du transport d'ions dans des milieux poreux sous l'action d'un champ électrique. Application à la décontamination de sols pollués. USTHB.

Ayyanar, A., Thatikonda, S., 2020. Enhanced Electrokinetic Removal of Heavy Metals from a Contaminated Lake Sediment for Ecological Risk Reduction. Soil Sediment Contam 00, 1–23. https://doi.org/10.1080/15320383.2020.1783510

Benamar, A., Ammami, M.T., Song, Y., Portet-Koltalo, F., 2020. Scale-up of electrokinetic process for dredged sediments remediation. Electrochim Acta 352. https://doi.org/10.1016/j.electacta.2020.136488

Betremieux, M., Mamindy-Pajany, Y., 2021. Investigation of a biosurfactant-enhanced electrokinetic method and its effect on the potentially toxic trace elements in waterways sediments. Environmental Technology (United Kingdom) 0, 1–18. https://doi.org/10.1080/09593330.2021.1936202

Cameselle, C., 2015. Enhancement of Electro-Osmotic Flow during the Electrokinetic Treatment of A Contaminated Soil. Electrochim Acta 181, 31–38. https://doi.org/10.1016/j.electacta.2015.02.191

Cameselle, C., Pena, A., 2016. Enhanced electromigration and electro-osmosis for the remediation of an agricultural soil contaminated with multiple heavy metals. Process Safety and Environmental Protection 104, 209–217. https://doi.org/10.1016/j.psep.2016.09.002

Cappuyns, V., 2018. Barium (Ba) leaching from soils and certified reference materials. Applied Geochemistry 88, 68–84. https://doi.org/10.1016/j.apgeochem.2017.05.002

Gidarakos, E., Giannis, A., 2006. Chelate agents enhanced electrokinetic remediation for removal cadmium and zinc by conditioning catholyte pH. Water Air Soil Pollut 172, 295–312. https://doi.org/10.1007/s11270-006-9080-7

Guedes, P., Mateus, E.P., Couto, N., Rodríguez, Y., Ribeiro, A.B., 2014. Electrokinetic remediation of six emerging organic contaminants from soil. Chemosphere 117, 124–131. https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2014.06.017

Hahladakis, J.N., Latsos, A., Gidarakos, E., 2016. Performance of electroremediation in real contaminated sediments using a big cell, periodic voltage and innovative surfactants. J Hazard Mater 320, 376–385. https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2016.08.003

Isaure, M., 2012. Spéciation et transfert du zinc dans un dépôt de sédiment de curage contaminé : évolution le long du profil pédologique To cite this version : HAL Id : tel-00717491.

Kirkelund, G.M., Ottosen, L.M., Villumsen, A., 2010. Investigations of Cu, Pb and Zn partitioning by sequential extraction in harbour sediments after electrodialytic remediation. Chemosphere 79, 997–1002. https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2010.03.015

Masi, M., 2017. Electrokinetic remediation of heavy metal-contaminated marine sediments: experiments and modelling, Ph.D. Dissertation. https://doi.org/10.13131/unipi/etd/01122017-120456

Masi, M., Ceccarini, A., Iannelli, R., 2017. Model-based optimization of field-scale electrokinetic treatment of dredged sediments. Chemical Engineering Journal 328, 87–97. https://doi.org/10.1016/j.cej.2017.07.004

Mosavat, N., Oh, E., Chai, G., 2012. A review of electrokinetic treatment technique for improving the engineering characteristics of low permeable problematic soils. International Journal of GEOMATE 2, 266–272. https://doi.org/10.21660/2012.4.3i

Pazos, M., Rosales, E., Alcántara, T., Gómez, J., Sanromán, M.A., 2010. Decontamination of soils containing PAHs by electroremediation: A review. J Hazard Mater 177, 1–11. https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2009.11.055

Priadi, C.R., 2010. Caractérisation des phases porteuses: Métaux particulaires en Seine.

Singh, S.P., Tack, F.M., Verloo, M.G., 1998. Heavy metal fractionation and extractability in dredged sediment derived surface soils. Water Air Soil Pollut 102, 313–328. https://doi.org/10.1023/A:1004916632457

Song, Y., 2017. Traitement électrocinétique des sédiments de dragage et valorisation par solidification / stabilisation.

Song, Y., Ammami, M.T., Benamar, A., Mezazigh, S., Wang, H., 2016. Effect of EDTA, EDDS, NTA and citric acid on electrokinetic remediation of As, Cd, Cr, Cu, Ni, Pb and Zn contaminated dredged marine sediment. Environmental Science and Pollution Research 23, 10577–10586. https://doi.org/10.1007/s11356-015-5966-5

Song, Y., Benamar, A., Mezazigh, S., Wang, H., 2014. Extraction de métaux lourds des sédiments par méthode électrocinétique 1055–1062. https://doi.org/10.5150/jngcgc.2014.116

Tang, J., He, J., Xin, X., Hu, H., Liu, T., 2018. Biosurfactants enhanced heavy metals removal from sludge in the electrokinetic treatment. Chemical Engineering Journal 334, 2579–2592. https://doi.org/10.1016/j.cej.2017.12.010

Yoo, J.C., Yang, J.S., Jeon, E.K., Baek, K., 2015. Enhanced-electrokinetic extraction of heavy metals from dredged harbor sediment. Environmental Science and Pollution Research 22, 9912–9921. https://doi.org/10.1007/s11356-015-4155-x

Yuan, L., Xu, X., Li, H., Wang, N., Guo, N., Yu, H., 2016. Development of novel assisting agents for the electrokinetic remediation of heavy metal-contaminated kaolin. Electrochim Acta 218, 140–148. https://doi.org/10.1016/j.electacta.2016.09.121

Influence des bioressources sur l'hydratation des liants minéraux et la résistance à la compression des bétons végétaux

Ana Laura Berger Cokely[1], Rafik Bardouh[2], Sofiane Amziane[2], Evelyne Toussaint[2], Grégory Mouille[3], Agathe Bourchy[1], Fabienne Farcas[1] and Sandrine Marceau[1]

[1] *Univ Gustave Eiffel, MAST-CPDM, F-77454 Marne-la-Vallée, France*

[2] *Université Clermont Auvergne, UMR 6602 CNRS, Institut Pascal, 63178 Aubière, France*

[3] *Université Paris-Saclay, INRAE, AgroParisTech, IJPB, 78000 Versailles, France*

RESUME Les bétons végétaux sont de plus en plus utilisés comme matériaux de construction grâce à leurs propriétés isolantes et à leur impact réduit sur l'environnement. Cependant, l'utilisation de ces matériaux est encore limitée par le manque de connaissances et la grande variabilité de leurs performances qui rend impossible la prédiction de leurs propriétés mécaniques à partir de leur formulation initiale. Cette variabilité est due à l'influence de composés extraits des végétaux sur les mécanismes de prise des ciments pendant la mise en œuvre. Dans cette étude, l'impact de granulats végétaux (bambou, chènevotte et colza) sur la cinétique d'hydratation de deux ciments (CEM IV et LC3) et leurs propriétés mécaniques est évalué par calorimétrie isotherme et essais de compression. Pour les ciments et les végétaux utilisés dans ce travail, la chènevotte est la plante qui entraîne le plus grand retard de prise et la perte de chaleur cumulée la plus élevée par rapport aux ciments purs après 5 jours d'hydratation. Pour ces mesures, l'impact des végétaux est plus significatif pour le ciment CEM IV. En ce qui concerne les propriétés mécaniques des bétons végétaux, les valeurs de résistance à la compression sont les plus élevées pour les bétons de chanvre et les plus faibles pour les bétons de bambou pour les deux types de ciment. Enfin, en comparant les différentes propriétés étudiées, la résistance mécanique des bétons végétaux augmente lorsque la chaleur d'hydratation cumulée diminue en présence de végétaux par rapport aux ciments de référence.

Mots-clefs bétons végétaux, compatibilité, variabilité, calorimétrie isotherme, résistance à la compression

Modalité de présentation : Présentation orale

I. INTRODUCTION

Les bétons végétaux sont de plus en plus utilisés comme matériaux de construction grâce à leurs propriétés isolantes et à leur impact réduit sur l'environnement qui suscite un intérêt particulier dans le contexte actuel de la transition écologique, la réduction de la consommation d'énergie des bâtiments et l'utilisation de ressources naturelles non épuisables (Amziane and Collet, 2017).

Cependant, l'utilisation de ces matériaux est encore limitée par le manque de connaissances et la grande variabilité de leurs performances qui rend impossible la prédiction de leurs propriétés mécaniques à partir de leur formulation initiale (Niyigena et al., 2018).

Cette étude s'intègre dans un projet visant à contrôler les performances mécaniques des bétons végétaux et à définir des indicateurs de compatibilité entre les liants minéraux et les particules végétales qui sont utilisés dans leur formulation.

II. MATERIAUX

Pour évaluer l'impact du type de végétal, trois espèces sont utilisées dans cette étude : le bambou, la chènevotte et le colza.

Deux ciments de chimie et de cinétique d'hydratation différentes sont étudiés : le CEM IV/A (P), un ciment pouzzolanique (AFNOR, 2012), et le LC3, un ciment argilo-calcaire (Sharma et al., 2021).

III. METHODES

L'impact de granulats végétaux sur la cinétique d'hydratation des ciments est évalué par microcalorimétrie isotherme et des essais mécaniques ont été réalisés sur les bétons végétaux pour déterminer leur résistance à la compression.

A. Calorimétrie isotherme : suivi d'hydratation de pâtes de ciment avec l'ajout de végétaux

L'effet de l'ajout de végétaux sur l'hydratation des ciments est évalué par microcalorimétrie isotherme à 25°C (TA Instruments Tam-Air 8). Les échantillons testés sont des pâtes de ciment avec un rapport eau/ciment (E/C) de 0,5 et un rapport végétal/ciment (V/C) de 0 pour les échantillons de référence et 0,02 pour les mélanges. Les végétaux ont été broyés pour obtenir des mélanges homogènes pour les échantillons de petit volume et augmenter la surface de contact afin de maximiser l'interaction entre ces matériaux et la rendre indépendante des facteurs physiques des granulats végétaux, comme le facteur de forme et la rugosité de la surface des granulats.

Le flux de chaleur libéré par les réactions exothermiques d'hydratation des ciments avec et sans végétal et la quantité de chaleur cumulée sont mesurés au cours du temps pendant 5 jours.

B. Résistance à la compression des bétons végétaux

Le changement d'échelle de la pâte de ciment au béton est effectué pour voir si un impact similaire des plantes est visible sur la performance des bétons végétaux. Des éprouvettes de dimensions 150 × 150 × 150 mm^3 ont été fabriquées selon la formulation de type mur recommandée pour les bétons de chanvre (Construire en Chanvre, 2012). La composition des bétons est présentée dans le Tableau 1. La formulation du béton de bambou a été modifiée en raison de l'absorption d'eau des granulats de bambou, plus faible que pour les autres végétaux pour obtenir une ouvrabilité similaire aux autres bétons végétaux. Les spécimens ont été placés

dans une pièce climatisée (20 °C et 50 % HR) pendant 28 jours avant la mesure de leur résistance à la compression (Bardouh et al., 2023).

TABLEAU 1. Formulation des bétons végétaux

Végétal	Liant	E/C	V/C
Bambou	CEM IV	1	1,7
	LC3		
Chènevotte	CEM IV		0,5
	LC3		
Colza	CEM IV		0,5
	LC3		

IV. RESULTATS

L'impact des granulats végétaux sur la cinétique d'hydratation des ciments est évalué par comparaison entre les courbes de calorimétrie des pâtes de ciment contenant les végétaux par rapport au ciment non-modifié.

Pour chaque couple plante/ciment, deux courbes sont tracées : le flux de chaleur et la chaleur cumulée en fonction du temps (Figures 1 et 2). Deux paramètres principaux sont extraits des suivis d'hydratation : la position de la valeur maximale du flux de chaleur après le pic initial correspondant à l'insertion de l'échantillon dans l'appareil (Figure 3) et la chaleur cumulée après 5 jours (Figure 4).

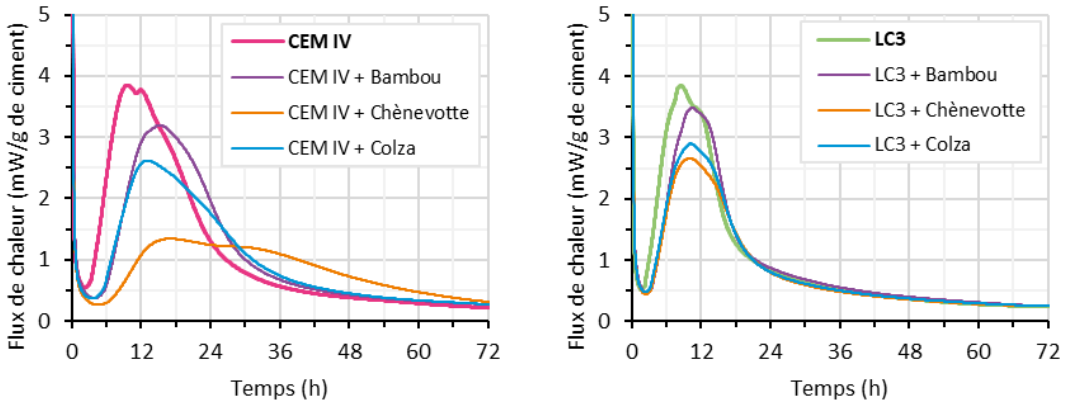


FIGURE 1. Flux de chaleur en fonction du temps pour les ciments CEM IV et LC3 sans et avec végétaux

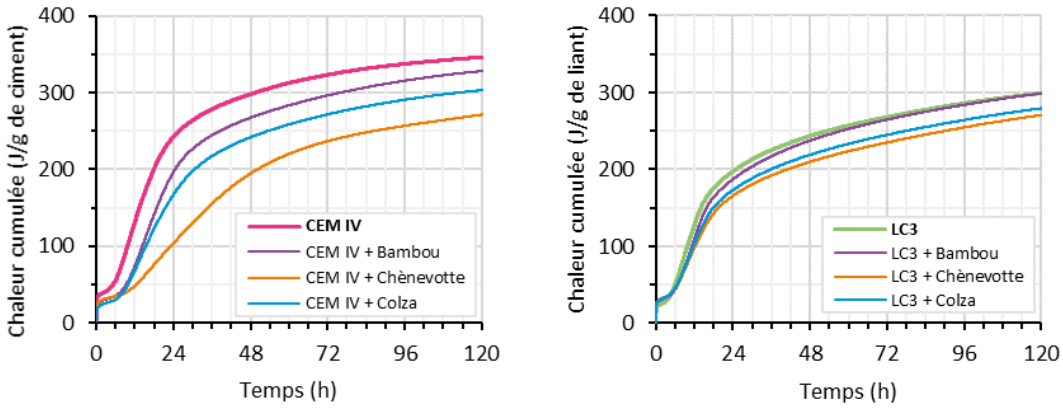


FIGURE 2. **Chaleur cumulée en fonction du temps pour les ciments CEM IV et LC3 sans et avec végétaux**

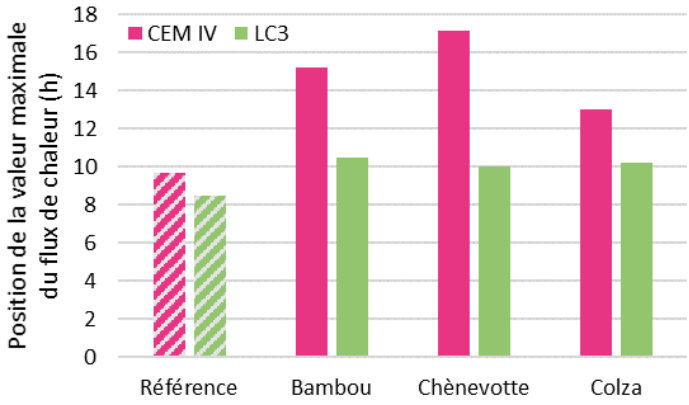


FIGURE 3. **Position de la valeur maximale du flux de chaleur pour les ciments CEM IV et LC3 sans et avec végétaux**

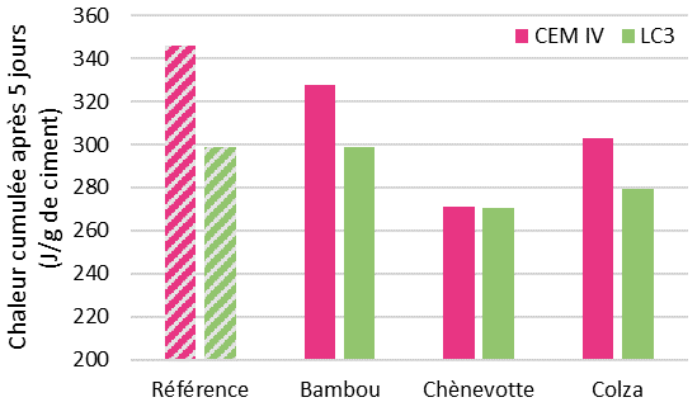


FIGURE 4. **Chaleur cumulée après 5 jours pour les ciments CEM IV et LC3 sans et avec végétaux**

Il est possible de constater que l'ajout de plantes dans les ciments entraîne des changements dans les courbes de flux de chaleur, correspondant à des réactions retardées et plus longues par rapport aux ciments purs, avec une variation de l'effet selon la nature du végétal et du ciment. De plus, la chaleur cumulée après 5 jours diminue lors de l'ajout de plantes dans les pâtes de ciment.

Sur la Figure 3, on peut observer que l'ajout de végétal entraine un retard de prise de l'ordre de 2 heures pour le liant LC3, quelle que soit la nature du végétal. En revanche, pour le CEM IV, le retard de prise varie de 3 heures pour le colza à 7 heures pour la chènevotte, l'influence du bambou étant intermédiaire.

En ce qui concerne les valeurs des chaleurs d'hydratation relevées après 5 jours, pour le ciment LC3, le bambou n'a pas d'impact sur ce paramètre, alors que les valeurs atteintes pour la chènevotte et le colza sont de l'ordre de 92% de la chaleur d'hydratation du liant seul. Pour le ciment CEM IV, l'impact des végétaux est plus significatif, et la chaleur d'hydratation en présence de chènevotte, bambou et de colza atteignent respectivement 79, 88 et 95% de la chaleur d'hydratation du ciment non-modifié.

L'effet retardateur de prise des ciments en présence de granulats végétaux est généralement attribué aux constituants des plantes, tels que les sucres et les polyphénols, connus pour leur effet retardateur sur la prise des ciments (Delannoy et al., 2020). Dans cette étude, on peut également observer un effet différent en fonction de la nature du liant. En effet, d'une part, les composés végétaux extraits peuvent dépendre de la nature du ciment utilisé. D'autre part, ces différents composés végétaux interagissent différemment avec les phases anhydres des liants et leur impact dépend donc de la composition chimique du ciment utilisé (Tale Ponga et al., 2023).

Dans un deuxième temps, les performances mécaniques des bétons végétaux ont été caractérisées et leur résistance à la compression est présentée sur la Figure 5.

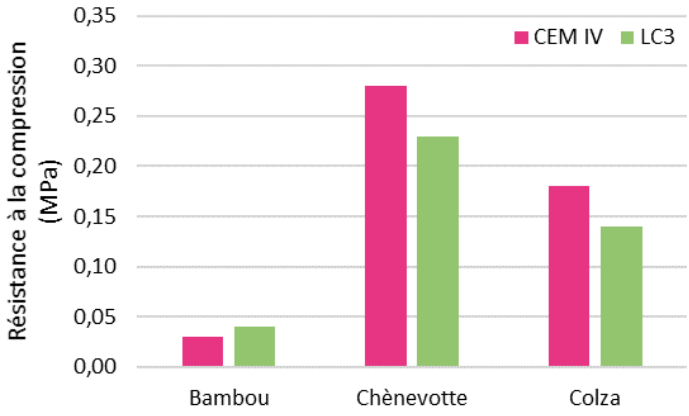


FIGURE 5. Résistance à la compression des bétons végétaux

Pour les deux ciments utilisés, les valeurs de résistance à la compression sont les plus élevées pour les bétons de chanvre et les plus faibles pour les bétons de bambou. Les valeurs faibles observées dans le cas des bétons de bambou peuvent être liées à leur formulation différente : le rapport végétal sur ciment V/C est de 0,5 pour les bétons de chanvre et de colza alors qu'il est de 1,67 pour les bétons de bambou. Les particules de bambou ayant une capacité d'absorption d'eau

plus faible que celles de chènevotte et de colza, le rapport V/C a été ajusté pour conserver une maniabilité similaire à l'état frais pour tous les bétons végétaux.

V. DISCUSSION

Afin de comprendre les résistances à la compression des bétons végétaux très variables en fonction du type de granulat, les résultats obtenus ont été comparés à ceux issus de l'étude par calorimétrie isotherme. Pour ces deux études à différentes échelles, il n'a pas été possible de conserver le même rapport végétal/ciment, car le flux de chaleur associé à l'hydratation du ciment n'est pas visible par calorimétrie isotherme si la quantité de végétal ajoutée au ciment est trop importante (Delannoy et al., 2020).

Dans les figures suivantes, les résistances à la compression des bétons végétaux sont reliées au retard de la valeur maximale du flux de chaleur (Figure 6) et à la diminution de chaleur cumulée à 5 jours par rapport à la référence (Figure 7).

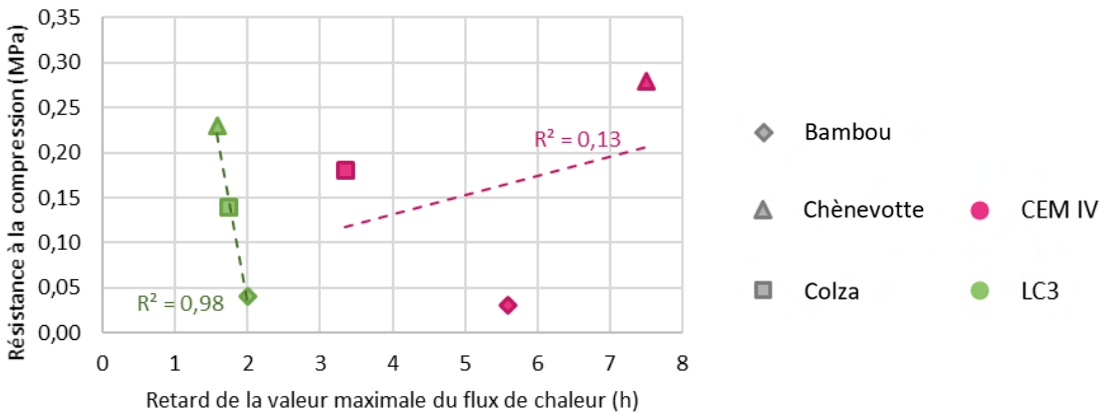


FIGURE 6. Résistance à la compression des bétons végétaux étudiés en fonction du retard de la valeur maximale du flux de chaleur

Pour les ciments et les végétaux utilisés dans ce travail, il existe une relation entre la résistance à la compression et le retard de prise causé par les végétaux dans le cas du ciment LC3, où la résistance mécanique des bétons végétaux augmente lorsque le retard dû à l'ajout de végétaux diminue.

En effet, certains extractibles organiques issus des agrégats végétaux sont connus comme retardateurs de prise, et ayant un impact sur la résistance mécanique, comme les sucres et phénols (Boix et al., 2020; Bourdot et al., 2019; Chupin et al., 2017; Delannoy et al., 2020; Jury et al., 2022; Wilding et al., 1984). Selon ces auteurs, ces composants végétaux retardateurs agissent par complexation, notamment des ions calcium, formant ainsi des composés organo-minéraux. Ce phénomène se caractérise par l'emprisonnement des ions Ca^{2+} issus de la dissolution des grains de ciment par les fonctions hydroxyle et carboxyle des molécules organiques chargées négativement en milieu basique.

Ainsi, la formation d'hydrates à l'origine de la résistance mécanique des bétons végétaux est empêchée, freinée ou même inhibée par la formation de ces composés organo-minéraux, selon des paramètres qui dépendent de la composition chimique des ciments et des plantes.

Cette relation n'est pas observée dans le cas du ciment CEM IV, ce qui montre que tous les composés extraits des particules végétales n'ont pas le même effet sur les différents composés chimiques du liant.

Sur la Figure 7, on peut observer que la résistance mécanique des bétons végétaux augmente lorsque la chaleur cumulée après 5 jours diminue. Des analyses complémentaires sur les interactions chimiques entre composés végétaux et ciments permettront d'interpréter ces résultats.

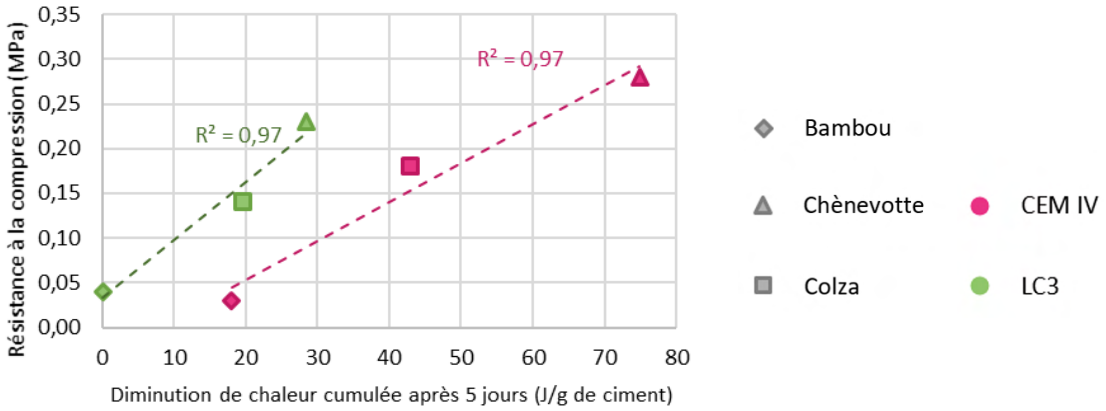


FIGURE 7. Résistance à la compression des bétons végétaux étudiés en fonction de la diminution de la chaleur cumulée après 5 jours

En parallèle, une analyse approfondie des résultats de caractérisation mécanique des bétons végétaux est nécessaire afin d'identifier la contribution des interactions végétal-minéral mises en évidence en calorimétrie isotherme, et celle liée à la morphologie des particules végétales, leur granulométrie et leurs capacités différentes d'absorption d'eau par exemple.

VI. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Cette étude fait partie d'un projet visant à mieux comprendre l'interaction végétal-ciment pour contrôler les performances mécaniques des bétons végétaux et définir des indicateurs de compatibilité entre ces deux composants. L'impact de l'ajout de granulats végétaux sur la cinétique d'hydratation de deux ciments (CEM IV et LC3) a été évalué par calorimétrie isotherme sur des pâtes de ciments contenant des poudres végétales et par caractérisation mécanique des bétons végétaux.

Pour les trois végétaux et les deux ciments étudiés dans ce travail, une relation a été observée entre la différence de chaleur cumulée pour les ciments contenant des végétaux par rapport aux références et la résistance mécanique des bétons végétaux.

Ces résultats montrent que l'impact des végétaux sur la cinétique d'hydratation des ciments avec un ratio massique de seulement 2% peut expliquer leur influence sur des bétons végétaux qui contiennent une quantité élevée de végétaux.

D'autre part, la composition chimique de ces plantes est extrêmement complexe et variable. Cela confirme l'importance d'étudier les variations de la composition chimique de ces granulats et leur interaction avec différents ciments.

Des analyses complémentaires permettront de comprendre ces résultats et de les élargir pour d'autres types de matériaux. La caractérisation des composés végétaux extraits pendant la mise en œuvre des bétons est la prochaine étape vers la conception de bétons végétaux aux propriétés mécaniques optimisées.

REMERCIEMENTS

Les travaux de cette étude ont été financés par le projet ANR BIO-UP de l'Agence Nationale de la Recherche (ANR-21-CE22-0009).

REFERENCES

AFNOR, 2012. NF EN 197-1 Méthodes d'essais des ciments Partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants.

Amziane, S., Collet, F. (Eds.), 2017. Bio-aggregates Based Building Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 236-BBM, RILEM State-of-the-Art Reports. Springer Netherlands, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-024-1031-0

Bardouh, R., Toussaint, E., Amziane, S., Marceau, S., Martinhão, N., 2023. Towards Biobased Concretes with Tailored Mechanical Properties, in: Amziane, S., Merta, I., Page, J. (Eds.), Bio-Based Building Materials, RILEM Bookseries. Springer Nature Switzerland, Cham, pp. 100–108. https://doi.org/10.1007/978-3-031-33465-8_9

Boix, E., Gineau, E., Narciso, J.O., Höfte, H., Mouille, G., Navard, P., 2020. Influence of chemical treatments of miscanthus stem fragments on polysaccharide release in the presence of cement and on the mechanical properties of bio-based concrete materials. Cement and Concrete Composites 105, 103429. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103429

Bourdot, A., Magniont, C., Lagouin, M., Niyigena, C., Evon, P., Amziane, S., 2019. Impact of Bio-Aggregates Properties on the Chemical Interactions with Mineral Binder, Application to Vegetal Concrete. ACT 17, 542–558. https://doi.org/10.3151/jact.17.542

Chupin, L., Ridder, D. de, Clément-Vidal, A., Soutiras, A., Gineau, E., Mouille, G., Arnoult, S., Brancourt-Hulmel, M., Lapierre, C., Pot, D., Vincent, L., Mija, A., Navard, P., 2017. Influence of the radial stem composition on the thermal behaviour of miscanthus and sorghum genotypes. Carbohydrate Polymers 167, 12–19. https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2017.03.002

Construire en Chanvre, 2012. Règles professionnelles d'éxécution. SEBTP, Paris.

Delannoy, G., Marceau, S., Glé, P., Gourlay, E., Guéguen-Minerbe, M., Diafi, D., Amziane, S., Farcas, F., 2020. Impact of hemp shiv extractives on hydration of Portland cement. Construction and Building Materials 244, 118300. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118300

Jury, C., Girones, J., Vo, L.T.T., Di Giuseppe, E., Mouille, G., Gineau, E., Arnoult, S., Brancourt-Hulmel, M., Lapierre, C., Cézard, L., Navard, P., 2022. One-step preparation procedure, mechanical properties and environmental performances of miscanthus-based concrete blocks. Materials Today Communications 31, 103575. https://doi.org/10.1016/j.mtcomm.2022.103575

Niyigena, C., Amziane, S., Chateauneuf, A., 2018. Multicriteria analysis demonstrating the impact of shiv on the properties of hemp concrete. Construction and Building Materials 160, 211–222. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.026

Sharma, M., Bishnoi, S., Martirena, F., Scrivener, K., 2021. Limestone calcined clay cement and concrete: A state-of-the-art review. Cement and Concrete Research 149, 106564. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106564

Tale Ponga, D., Sabziparvar, A., Cousin, P., Boulos, L., Robert, M., Foruzanmehr, M.R., 2023. Retarding Effect of Hemp Hurd Lixiviates on the Hydration of Hydraulic and CSA Cements. Materials 16, 5561. https://doi.org/10.3390/ma16165561

Wilding, C.R., Walter, A., Double, D.D., 1984. A classification of inorganic and organic admixtures by conduction calorimetry. Cement and Concrete Research 14, 185–194. https://doi.org/10.1016/0008-8846(84)90103-0

Matériaux terre crue-granulats végétaux : prédiction de la conductivité thermique par modélisation multi-échelle

S. Rosa Latapie [1], **A. Abou-Chakra** [1], **V. Sabathier** [1]

[1] *Université de Toulouse, INSA, UPS, LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), 135 avenue de Rangueil, 31 077 Toulouse Cedex 04, France*

RESUME La terre crue est un matériau de construction exemplaire sur bien des aspects : disponibilité, recyclabilité, faible impact environnemental, performances mécaniques et hydriques reconnues. L'incorporation de granulats végétaux permet d'améliorer les performances thermiques. Cependant la diversité des co-produits agricoles ajoutée à celle des sols utilisés en tant que matrice liante conduit à des performances très variables selon les formulations et la nature des constituants. L'homogénéisation par champs moyens (schéma de Mori Tanaka) est ici proposée et évaluée en tant qu'outil de prédiction de la conductivité thermique de ces matériaux. S'appuyant sur une détermination adéquate des données d'entrée et un modèle inspiré de la structure du matériau, cette étude valide des modèles de prédiction en s'appuyant sur plusieurs campagnes expérimentales de la littérature. Ces travaux ouvrent la voie vers la possibilité d'une optimisation de la conductivité thermique d'un matériau terre-crue incorporant des granulats végétaux avant même l'étape de fabrication.

Mots-clefs Modélisation multi-échelle, terre crue, granulat végétal

I. INTRODUCTION

Le réchauffement climatique et ses conséquences sont désormais une réalité visible à l'échelle mondiale (Adélaïde et al., 2022). Les réponses apportées peuvent diverger en fonction de la philosophie adoptée, qu'il s'agisse d'une approche axée sur le « culte de la nature sauvage », de l' « éco-efficacité « ou encore de l' « écologisme populaire » (Martinez-Alier, 2023). L'utilisation ancestrale de la terre crue dans la construction, ses capacités reconnues de tampon hydrique, les possibilités d'exploitation locale à moindre coût et son faible impact environnemental constituent des avantages majeurs qui devraient favoriser un consensus quant à son utilisation en tant que matériau de construction. Par ailleurs, l'incorporation de granulats végétaux dans une matrice terre crue permet d'atteindre de bonnes performances thermiques (Laborel-Préneron et al., 2018) et ainsi de contribuer à la performance énergétique du bâti. Devant le besoin d'optimiser les formulations et d'utiliser des co-produits locaux - pour minimiser l'impact environnemental et favoriser l'économie locale-, des travaux de modélisation des propriétés effectives de matériaux à base de terre crue incorporant des granulats végétaux sont disponibles dans la littérature (Belayachi et al., 2022). Cependant, les auteurs concluent à la pertinence de l'homogénéisation numérique tout en soulignant les limites des modèles conceptuels. Il convient de noter que ces

modèles ont pourtant démontré leur pertinence dans le domaine des matériaux composites (Shanmuga Priyan and Kanmani Subbu, 2023). Le réel défi réside dans la pertinence des données d'entrée des constituants. La conductivité thermique effective, calculée par une analyse multi-échelle, nécessite notamment d'avoir accès à la conductivité thermique des inclusions considérées, c'est-à-dire celle des granulats végétaux. Ces valeurs font défaut dans la littérature mais des travaux récents ont permis de les estimer efficacement (Rosa Latapie et al., 2023a). Dans cette étude, une homogénéisation semi-analytique par champs moyens (Mori and Tanaka, 1973) est menée en utilisant les valeurs de conductivité thermique particulaire. Les valeurs de sortie des modèles - les conductivités thermiques de composites terre crue-granulats végétal- sont comparées aux valeurs expérimentales. Cela permet de démontrer et d'asseoir la pertinence du recours à la modélisation multi-échelle pour les matériaux de construction géo-sourcés dès lors que les données d'entrée sont correctement déterminées.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux à base de terre crue avec incorporation de granulats végétaux.

Plusieurs matériaux ont été sélectionnés dans la littérature pour cette étude. La contrainte était d'avoir toutes les informations pertinentes pour pouvoir en déduire les données d'entrée nécessaires à la modélisation. Les matériaux retenus, leurs caractéristiques extraites des campagnes expérimentales et les références associées sont rassemblées dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Composites sélectionnés pour l'étude : caractéristiques et références

Matériau composite (notation)	**Références**	**Masse volumique du composite** ($kg.m^{-3}$)	**Conductivité thermique du composite** ($W.m^{-1}.K^{-1}$)	**Masse volumique de la matrice** ($kg.m^{-3}$)	**Conductivité thermique de la matrice** ($W.m^{-1}.K^{-1}$)	**Conductivité thermique du granulat en vrac** ($W.m^{-1}.K^{-1}$) **/ Masse volumique en vrac** ($kg.m^{-3}$)	**Méthode de mesure**
Argile/Moelle de tournesol (AM)	(Belayachi et al., 2022) (Brouard et al., 2018)	235	0.055	900	0.27	0.036 / 15.9	Fil chaud (régime transitoire)
Argile/Ecorce de tournesol (AE)		714	0.158			0.053 / 129	
Fines de lavage/Chènevotte (FC3)	(Laborel-Préneron et al., 2018)	1519	0.20	1891	0.57	0.051 / 153	Plaque chaude gardée (régime permanent)
Fines de lavage/Chènevotte (FC6)		1271	0.30				

Notons que les mesures expérimentales font l'hypothèse d'un transfert thermique unidirectionnel, i.e l'anisotropie du matériau n'est pas prise en compte. Les masses volumiques des composites

terre crue-granulat végétal sont très variables ainsi que leurs conductivités thermiques. Aussi, dans l'optique d'une modélisation fidèle à la réalité structurelle des matériaux, une classification est proposée. En effet, selon le ratio granulat/liant et la méthode de fabrication notamment, la stucture de ces éco-matériaux est clairement différente . Elle peut être décrite et schématisée (Figure 1) comme suit :

- Lorsque les granulats sont complètement noyés dans la matrice liante, ils constituent des « inclusions » au sens strict du terme. C'est particulièrementle le cas avec un procédé de fabrication par extrusion (Laborel-Préneron et al., 2017) et une faible proportion de granulats (type 1).
- Dans le cadre d'une mise en oeuvre par compression, une porosité addittionnelle notable se crée dans le plan perpendiculaire à la compression (Laborel-Préneron et al., 2017) après la mise en oeuvre. C'est probablement l'effet combiné d'une fissuration de la matrice liante au séchage (Anglade, 2022) et des granulats granulats végétaux qui reprennent leur forme initiale après déformation (type 2). D'autre part, une orientation préférentielle des granulats se fait dans un plan perpendiculaire à la compression. Dans le cas éventuel d'une projection, on retrouve le même phénomène d'orientation préférentielle dans le plan perpendiculaire à la direction de projection.

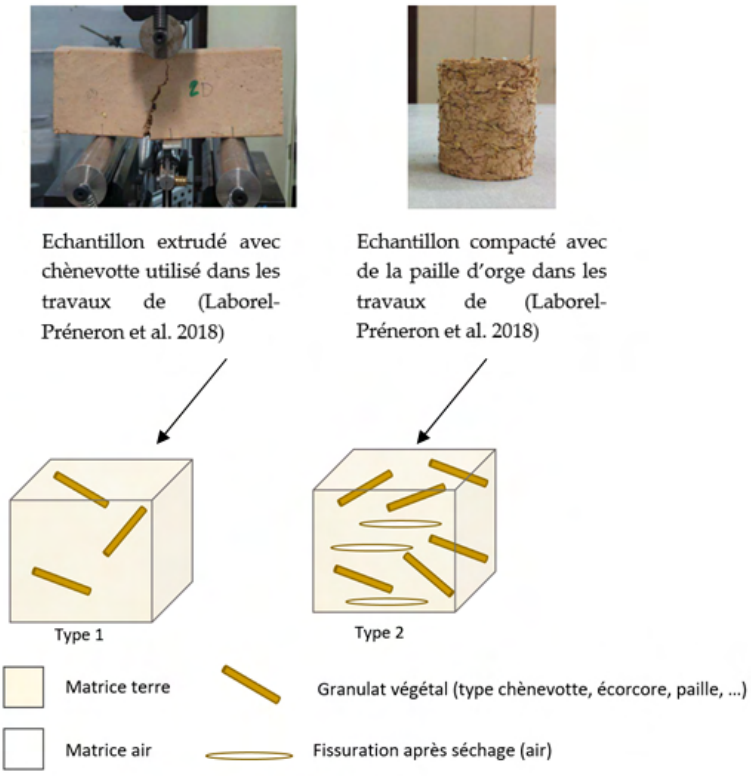


FIGURE 1. **Schématisation des différentes structures de composites terre crue-granulats végétaux (cas des granulats de forme cylindrique) et exemples illustratifs correspondants extraits de la littérature** (Laborel-Préneron et al., 2018)**.**

B. Modélisation par champs moyens

Le schéma de Mori Tanaka (Mori and Tanaka, 1973) est utilisé pour les calculs d'homogénéisation sur tous les types modèles de composites. Cela permet de prendre en compte notamment l'effet des inclusions entre elles. Il s'agit de considérer des éléments de volumes représentatifs (VER) constitués de plusieurs phases (décrites dans la figure 1) dont il faut connaître la fraction volumique et la conductivité thermique. Pour les inclusions (granulat végétal ou fissuration), il est nécessaire également de définir une forme (sphère, cylindre, ellipsoïde), un facteur de forme (fixe ou défini par une loi de distribution) et une orientation (aléatoire 3D, aléatoire 2D ou définie par les composantes d'un tenseur). Une relation analytique permet ensuite de calculer la conductivité thermique d'un milieu homogène équivalent (celui du composite) à partir de celles des particules végétales et de la matrice terre (Rosa Latapie et al., 2024, 2023a) . Ce schéma d'homogénéisation peut toutefois montrer des limites dans le cas d'une grande fraction volumique (Jeancolas, 2018) surtout si le contraste est particulièrement marqué entre l'inclusion et la matrice (Ghossein and Lévesque, 2011).

C. Conductivité thermique particulaire

L'analyse macro et microstructurale des inclusions permet d'accéder à leur conductivité thermique particulaire selon que le granulat est plutôt isotrope (type moelle de tournesol) ou transversalement isotrope (type paille, chènevotte) grâce à deux méthodes développées dans des travaux précédents (Rosa Latapie et al., 2023a, 2023b). Dans les références choisies pour cette étude, la conductivité thermique des granulats en vrac a été mesurée avant la mise en œuvre des matériaux ce qui a permis de remonter, par méthode inverse, à la conductivité thermique particulaire des granulats végétaux utilisés. Cependant, ces calculs nécessitent également la connaissance des masses volumiques particulaires. Étant donné que ces données n'étaient pas disponibles dans les campagnes expérimentales sélectionnées, les valeurs ont été extraites d'autres travaux de la littérature (Ratsimbazafy et al., 2023).

En outre, pour les granulats de forme cylindrique, une hypothèse sur la valeur du paramètre d'anisotropie γ était nécessaire : le choix a été de considérer une valeur de 1.5 qui semble faire consensus pour la chènevotte (Nguyen et al., 2016; Rosa Latapie et al., 2023a) bien qu'elle n'ait pas été déterminée pour d'autres granulats. Ce choix est justifié par la similitude apparente de l'aspect des pailles avec celui de la chènevotte, tant à l'échelle macroscopique que microscopique. Ainsi, deux composantes de la conductivité thermique particulaire, la composante tangentielle λ_T et la composante normale λ_N, sont déterminées (figure 2).

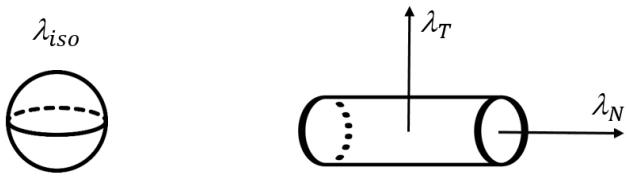


FIGURE 2. **Conductivité thermique particulaire selon le type de granulat végétal envisagé : cas isotrope (moelle de tournesol) ou anisotrope (chènevotte, paille de blé/colza/orge, …)**

Enfin, dans la mesure où les conductivités thermiques ont été mesurées sur des échantillons préalablement séchés en étuve, la conductivité thermique particulaire a été calculée à l'état sec en

amont de la modélisation. Les valeurs particulaires utilisées pour l'homogénéisation sont récapitulées dans le tableau 2.

TABLEAU 2. Détermination des conductivités thermiques particulaires en amont de la modélisation

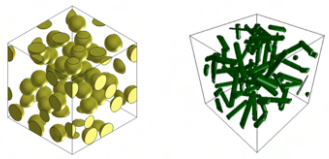
Type de granulat (notation)	Masse volumique particulaire ($kg.m^{-3}$)	Référence	Conductivité thermique particulaire à l'état sec utilisée dans l'étude ($W.m^{-1}.K^{-1}$)			Valeur comparative de la littérature -cas isotrope- ($W.m^{-1}.K-1$) (Référence)
			λ_{iso}	λ_T	λ_N	
Moelle de tournesol (M)	56	(Ratsimbazafy et al., 2023)	0.08 (0.04)	/	/	0.036 (Belayachi et al., 2022)
Ecorce de tournesol (E)	425		/	0.045	0.068	0.053 (Belayachi et al., 2022)
Chènevotte (C)	248		/	0.044	0.067	0.110 (Dartois et al., 2017)

La valeur de 0.08 $W.m^{-1}.K^{-1}$ pour la conductivité thermique particulaire de la moelle de tournesol - déduite de la mesure faite sur le vrac selon l'étude sélectionnée - est relativement élevée alors même que ce granulat est connu pour être l'un des plus poreux (Abbas et al., 2020). Il devrait donc logiquement avoir une conductivité thermique plus faible que l'écorce de tournesol ou la chènevotte. Une précédente étude sur la conductivité thermique particulaire de ce granulat met en évidence une valeur deux fois moins importante, de l'ordre de 0.04 $W.m^{-1}.K^{-1}$, validée à l'échelle de panneau isolants (Rosa Latapie et al., 2023b). Les deux valeurs ont été considérées ici pour être discutées ensuite au niveau des résultats et sont référencées sur les noms des composites par les suffixes -λ8 ou -λ4.

D. Hypothèses et démarche de l'étude

Les hypothèses retenues pour cette étude sont les suivantes :

- L'eau éventuellement adsorbée par le bio-composite au niveau de la terre crue et du granulat végétal n'est pas prise en compte.
- Les granulats végétaux sont considérés comme des inclusions isotropes (sphères) ou transversalement isotropes (cylindres) avec une orientation aléatoire selon les trois directions de l'espace (figure 3) ou dans le plan perpendiculaire à la compression



(a) (b)

FIGURE 3. VER considérés selon le type de granulat végétal: moelle de tournesol (a) ou type paille /chènevotte (b) avec l'hypothèse de deux phases : inclusions (orientation aléatoire) et matrice liante.

Par ailleurs, pour apprécier la pertinence des descriptions proposées à la section II.A, l'étude a été menée en considérant les deux types de structure définies dans la figure 1 :

- la porosité matrice/inclusion (soit liant/granulat végétal) est négligée, seules sont prises en comptes les porosités intra liant et intra granulaire via les conductivités thermiques respectives du liant et du granulat végétal (type 1).
- la porosité matrice/inclusion et la porosité additionnelle qui se crée après le processus de fabrication sont considérées à travers une porosité spécifique (orientation perpendiculaire à la compression et facteur de forme correspondant à une ellipse aplatie), fixée arbitrairement à 10 % du volume total du VER (type 2), qui est une valeur vraisemblable car ces composites sont très cohésifs (Menibus et al., 2018).

Une discussion est menée sur la base de ces simulations, par comparaison aux résultats expérimentaux. Il est à noter cependant que ces derniers sont des scalaires (notés $\lambda_{composite}$) , issus des appareils de mesure de conductivité thermique (fil chaud, plaque chaude gardée) alors que la modélisation donne accès à un tenseur de conductivité thermique $\underline{\underline{\Lambda}}_{composite}$ qui prend en compte les différentes composantes définies par la loi de Fourier pour un matériau anisotrope :

$$\underline{j} = - \underline{\underline{\Lambda}}_{composite} \underline{\text{grad T}} \quad (1)$$

Avec j, le vecteur de flux thermique macroscopique (en W), $\underline{\underline{\Lambda}}_{composite}$ le tenseur de conductivité thermique (en $W.m^{-1}.K^{-1}$) et grad T le gradient de température (en $K.m^{-1}$). Le tenseur de conductivité thermique est composé de trois composantes notées comme suit :

$$\underline{\underline{\Lambda}}_{composite} = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_3 \end{bmatrix} \quad (2)$$

Dans le but de pouvoir comparer les valeurs expérimentales (une seule valeur scalaire) aux valeurs résultant de l'homogénéisation (composantes λ_i du tenseur), la moyenne des composantes données par la modélisation a été calculée. Dans le cas où le matériau est isotrope, les composantes λ_i sont égales à $\lambda_{composite}$. Les valeurs de λ_i du composite sont calculées par l'homogénéisation par champs moyens décrite dans la partie B.

E. Données d'entrée de la modélisation

Des données d'entrée spécifiques à la matrice et aux inclusions sont nécessaires (masse volumique et conductivité thermique) ainsi que la fraction volumique des phases dans le composite. Cette donnée constitue un point délicat car elle est rarement explicitée ou mesurée dans la littérature. Elle peut se calculer -pour la structure de type 1- à partir des masses volumiques de chaque phase et du volume de l'échantillon. Les rapports de forme (moyenne des analyses granulométriques) sont extraits, si possible, des références sélectionnées. A défaut, ils sont issus de la moyenne des valeurs données dans une étude bibliographique récente sur les granulats végétaux

(Ratsimbazafy et al., 2021). Le tableau 3 précise ainsi toutes les données d'entrées complémentaires utilisées pour la modélisation.

TABLEAU 3. Données d'entrée complémentaires aux conductivités thermiques particulaires

Composite Matrice/Inclusion (notation)	Rapport de forme de l'inclusion (référence)	Fraction volumique de l'inclusion
Argile/Moelle de tournesol (AM)	1.5 (Ratsimbazafy et al., 2021)	0.79
Argile/Ecorce de tournesol (AE)	3.87 (Ratsimbazafy et al., 2021)	0.39
Fines de lavage/Chènevotte (FC1)	3.3 (Laborel-Préneron et al., 2018)	0.22
Fines de lavage/Chènevotte (FC2)		0.37

L'étude multi-échelle donne ainsi accès à la conductivité thermique effective du matériau. Il est démontré empiriquement que cette valeur décroît avec la masse volumique du matériau (Laborel-Préneron et al., 2018).

III. RESULTATS ET DISCUSSION

Pour bien distinguer les différents essais menés et dans le but de comparer de manière exhaustive les résultats expérimentaux aux résultats obtenus par homogénéisation, la liste des modèles testés est récapitulée dans le tableau 4. Cela permet d'analyser les différentes variantes considérées pour un même matériau et de visualiser l'impact des hypothèses faites sur les résultats.

TABLEAU 4. Liste des modèles testés avec le schéma de Mori Tanaka et résultats associés

Type 1			
Composite modélisé	**Orientation des inclusions**	**Spécificités du modèle**	**Conductivité thermique du composite à l'état sec - λ_{iso} ou composantes $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ - ($W.m^{-1}.K^{-1}$)**
AM-1-λ8	/	$\lambda_{iso} = 0.08\ W.m^{-1}.K^{-1}$	0.112
AM-1-λ4	/	$\lambda_{iso} = 0.04\ W.m^{-1}.K^{-1}$	0.077
AE-1-3D	Aléatoire 3D	/	0.166
AE- 1-2D	Aléatoire 2D dans plan perpendiculaire à la direction de compaction	/	0.172/0.172/0.156
FC1-1-3D	Aléatoire 3D	/	0.421
FC1-1-2D	Aléatoire 2D dans plan perpendiculaire à la direction de compaction	/	0.430/0.430/0.413
FC2-1-3D	Aléatoire 3D	/	0.362
FC2-1-2D	Aléatoire 2D dans plan perpendiculaire à la direction de compaction	/	0.341/0.341/0.323

Type 2			
AM-2-λ8	/	Inclusions (air) de facteur de forme 20 (allongé de type fissure) aléatoirement disposées dans un plan perpendiculaire au plan de compaction	0.091/0.091/0.090
AM-2-λ4	/		0.057 /0.057/0.056
AE-2-3D	Aléatoire 3D		0.142/0.142/0.139
AE- 2-2D	Aléatoire 2D dans plan perpendiculaire à la direction de compaction		0.147/0.147/0.129
FC1-2-3D	Aléatoire 3D		0.360/0.360/0.340
FC1-2-2D	Aléatoire 2D dans plan perpendiculaire à la direction de compaction		0.360/0.360/0.330
FC2-2-3D	Aléatoire 3D		0.375/0.275/0.266
FC2-2-2D	Aléatoire 2D dans plan perpendiculaire à la direction de compaction		0.284/0.284/0.248

Pour chaque composite, les résultats obtenus grâce à ces différentes modélisations ont été comparés aux valeurs expérimentales (figure 4).

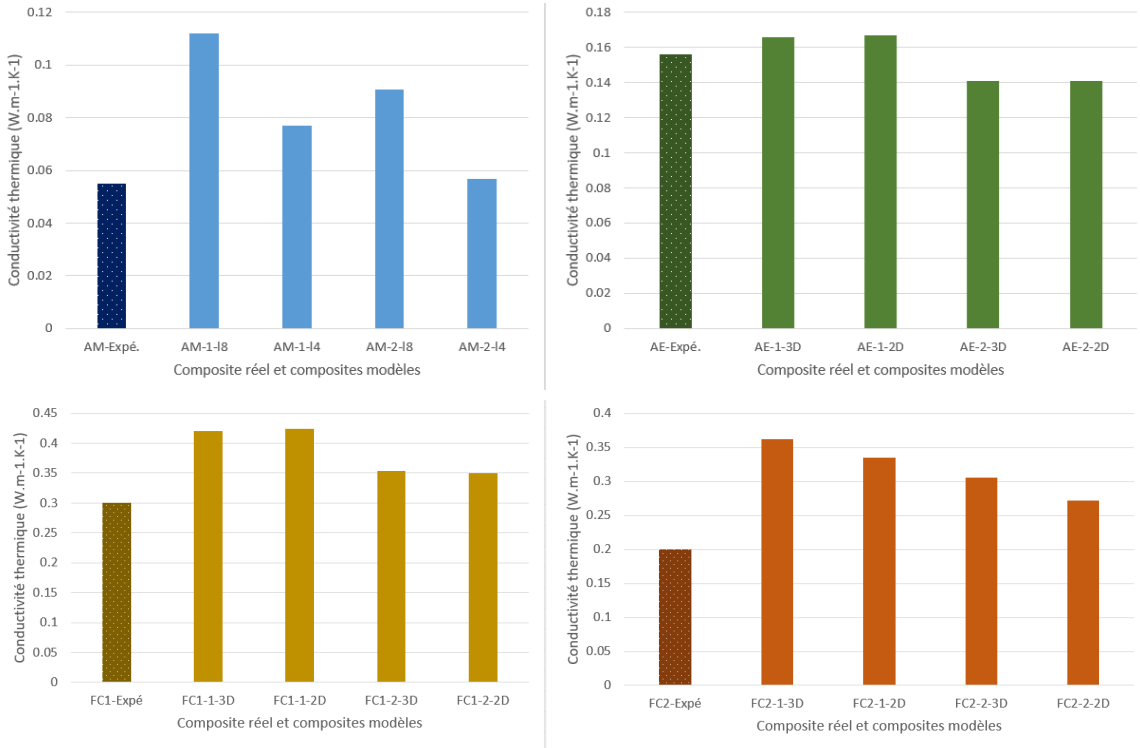


FIGURE 4. Comparaison des valeurs de conductivité thermique mesurées sur chaque composite aux valeurs calculées par homogénéisation selon les différentes matériaux considérés : AM, AE , FC1 et FC 2.

Pour le composite AM (argile / moelle de tournesol), on constate que toutes les modélisations considérant une conductivité thermique particulaire de 0,08 $W.m^{-1}.K^{-1}$ surévaluent largement celle mesurée sur le composite réel. En revanche, en considérant la valeur particulaire de 0,04 $W.m^{-1}.K^{-}$

[1], les résultats sont nettement améliorés (écart relatif de moins de 5% entre la valeur modélisée AM-2-λ4 et la valeur expérimentale). Cette valeur est donc vraisemblablement plus pertinente. Par ailleurs, il est intéressant de noter que les modélisations type 2 donnent des meilleurs résultats : la prise en compte de la fissuration après séchage semble se justifier indépendamment de la valeur de la conductivité thermique du granulat.

Pour le composite AE (argile/écorce de tournesol), les modélisations qui ne tiennent pas compte de la porosité additionnelle due à la fissuration au séchage surévaluent légèrement la conductivité thermique du composite, ce qui est cohérent. Avec une porosité additionnelle de 10% du volume total, les valeurs du modèle sont en-deçà de la valeur réelle (environ 10 % en dessous). La porosité additionnelle réelle est donc vraisemblablement inférieure à cette valeur fixée arbitrairement (faute d'avoir accès à cette donnée dans la littérature).

Pour le composite FC1 (fines de lavage/chènevotte), la modélisation la plus pertinente est celle de type 2. La surestimation de ce modèle (de l'ordre de 15%) montre que la porosité additionnelle est probablement plus importante que la valeur de 10 % fixée dans l'étude. Comme pour le matériau AE, la prise en compte de l'orientation préférentielle des particules de chènevotte dans une orientation perpendiculaire au plan de compactage ne semble pas nécessaire. En effet, les résultats qui considèrent une orientation aléatoire dans les trois directions de l'espace donnent des résultats tout aussi pertinents.

Pour le modèle FC 2 (fines de lavage/chènevotte), la modélisation la plus pertinente reste celle de type 2. La prise en compte de l'orientation préférentielle des particules due à la mise en œuvre du matériau améliore le résultat prédictif. Cet effet notoire sur la conductivité thermique du composite s'expliquer par une proportion volumique de granulats importante : la proportion volumique de chènevotte dans le composite FC 2 est de 37% contre 22% pour le composite FC 1. Structurellement, la fraction volumique de matrice est donc moins importante mais il est difficile d'en évaluer la part de fissuration d'où un écart plus marqué dans ce cas entre valeur théorique et valeur expérimentale. Cependant, on pourrait envisager une fissuration moins importante pour FC2 que pour FC 1 par un possible pontage réalisé par les particules de chènevottes. Plus nombreuses dans le composite FC 2 que dans FC 1, elles pourraient être à l'origine d'une limitation de la fissuration au séchage. En effet, ce type de phénomène a été mis en évidence sur des travaux concernant des mortiers (Saad et al., 2022).

IV. CONCLUSION

Cette étude démontre qu'une bonne définition des données d'entrée, couplée à une définition structurelle fidèle du composite réel, permet de prédire la conductivité thermique à sec de composites terre crue–granulats végétaux de manière très pertinente grâce à l'homogénéisation par champ moyens utilisant le modèle de Mori Tanaka. Malgré des fractions volumiques relativement élevés, les résultats sont pertinents. Cela s'explique probablement par un contraste peu marqué entre les conductivités thermiques particulaires et celle de la matrice. Pour la grande majorité des composites sélectionnés dans l'étude, la valeur modélisée de la conductivité thermique n'excède pas 15 % d'écart avec la valeur réelle. Pour améliorer le modèle prédictif, il conviendra d'apporter une attention particulière sur la caractérisation préalable des constituants

du matériau que l'on souhaite mettre en œuvre. Il s'agit d'avoir accès à la masse volumique et la conductivité thermique de la matrice seule. Concernant les granulats végétaux, la mesure de la conductivité thermique en vrac, sur un mélange dont on connait la fraction volumique de granulats, est souhaitable. A défaut, la masse volumique en vrac est exploitable si la masse volumique particulaire est connue pour en déduire la fraction volumique. En conséquence, le procédé de fabrication doit permettre de contrôler la proportion volumique des granulats incorporés mais également l'orientation préférentielle de ces derniers. En effet, cette dernière peut avoir un impact non négligeable sur la conductivité thermique du composite.

Il est à noter que les composites modèles étudiés dans ces travaux ouvrent la possibilité de pouvoir déterminer la conductivité thermique par homogénéisation en amont même de la fabrication. Il est donc possible d'envisager une optimisation de la formulation en modifiant l'orientation des granulats et/ou leur facteur de forme dans une phase préalable à la mise en œuvre. L'impact de modifications microstructurales pourrait ainsi être évalué sur les performances thermiques des géo-composites. Toutefois, le manque de campagnes expérimentales dans la littérature donnant accès aux valeurs nécessaires à la modélisation est notable. Une étude élargie pourrait permettre -par comparaison entre les différents modèles et la pertinence de la valeur de conductivité thermique prédite- de définir des « cas type » de modélisation suivant la technique de fabrication et la formulation (type et proportion de granulats).

Enfin, le fait de mener une étude multi-échelle dès celle du granulat permet d'envisager également, dans la modélisation, un changement de granulat dans le composite en prenant en compte la disponibilité locale des co-produits agricoles (filière existante ou non, saisonnalité des récoltes). Ce dernier élément est fondamental pour optimiser l'impact environnemental des matériaux terre crue-granulats végétaux et répondre ainsi aux enjeux énergétiques, climatiques et sociétaux actuels. Cette perspective pourra faire l'objet de travaux futurs.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'ADEME et le projet LOCABATI pour leur soutien financier à cette étude ainsi que l'AUGC pour son aide à la mobilité concernant notre participation aux RUGC 2024.

REFERENCES

Abbas, M.S., McGregor, F., Fabbri, A., Ferroukhi, M.Y., 2020. The use of pith in the formulation of lightweight bio-based composites: Impact on mechanical and hygrothermal properties. Construction and Building Materials 259, 120573. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120573

Adélaïde, L., Chanel, O., Pascal, M., 2022. Des impacts sanitaires du changement climatique déjà bien visibles : l'exemple des canicules. Annales des Mines - Responsabilité et environnement 106, 42–47. https://doi.org/10.3917/re1.106.0042

Anglade, E., 2022. Effet de la pression capillaire sur les propriétés mécaniques d'un sol reconstitué. Academic Journal of Civil Engineering 40. https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.84

Belayachi, N., Ismail, B., Broard, Y., 2022. Propriétés effectives thermiques d'un bio-composite à base de tournesol. Academic Journal of Civil Engineering 40, 240–243. https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.59

Brouard, Y., Belayachi, N., Hoxha, D., Ranganathan, N., Méo, S., 2018. Mechanical and hygrothermal behavior of clay – Sunflower (Helianthus annuus) and rape straw (Brassica napus) plaster bio-composites for building insulation. Construction and Building Materials 161, 196–207. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.140

Dartois, S., Mom, S., Dumontet, H., Hamida, A.B., 2017. An iterative micromechanical modeling to estimate the thermal and mechanical properties of polydisperse composites with platy particles: Application to anisotropic hemp and lime concretes. Construction and Building Materials 152, 661. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.181

Ghossein, E., Lévesque, M., 2011. Un outil complètement automatisé pour l'évaluation en profondeur des performances des modèles d'homogénéisation, in: AMAC (Ed.), 17èmes Journées Nationales Sur Les Composites (JNC17). Poitiers-Futuroscope, France, p. 66.

Laborel-Préneron, A., Aubert, J.-E., Magniont, C., Maillard, P., Poirier, C., 2017. Effect of Plant Aggregates on Mechanical Properties of Earth Bricks. Journal of Materials in Civil Engineering 29, 04017244. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002096

Laborel-Préneron, A., Magniont, C., Aubert, J.-E., 2018. Hygrothermal properties of unfired earth bricks: Effect of barley straw, hemp shiv and corn cob addition. Energy and Buildings 178, 265–278. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2018.08.021

Martinez-Alier, J., 2023. L'Ecologisme des pauvres - Une étude des conflits environnementaux dans le monde. Petits matins.

Menibus, A.H. de, Basco, C., Degrave-Lemeurs, M., Colinart, T., Glé, P., Hamard, E., Lecompte, T., Lenormand, H., Meunier, M., Vinceslas, T., 2018. Étude des bétons biosourcés à base de terre crue et de chanvre dans le cadre du projet ECO-TERRA. Academic Journal of Civil Engineering 36, 25–28. https://doi.org/10.26168/ajce.36.1.7

Mori, T., Tanaka, K., 1973. Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions. Acta Metallurgica 21, 571–574. https://doi.org/10.1016/0001-6160(73)90064-3

Nguyen, S.T., Tran-Le, A.D., Vu, M.N., To, Q.D., Douzane, O., Langlet, T., 2016. Modeling thermal conductivity of hemp insulation material: A multi-scale homogenization approach. Building and Environment 107, 127–134. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2016.07.026

Ratsimbazafy, H.H., Laborel-Préneron, A., Magniont, C., Evon, P., 2023. Contribution à l'élaboration d'un référentiel de caractérisation des granulats végétaux pour la construction. Academic Journal of Civil Engineering 41, 375–385. https://doi.org/10.26168/ajce.41.1.37

Ratsimbazafy, H.H., Laborel-Preneron, A., Magniont, C., Evon, P., 2021. A review of the multi-physical characteristics of plant aggregates and their effects on the properties of plant-based concrete. Recent Progress in Materials 3, 1–69.

Rosa Latapie, S., Lagouin, M., Douk, N., Sabathier, V., Abou-Chakra, A., 2023a. Multiscale Modelling of Bio-composites: Towards Prediction of Their Thermal Conductivity Based on

Adequate Knowledge of Their Constituents, in: Amziane, S., Merta, I., Page, J. (Eds.), Bio-Based Building Materials, RILEM Bookseries. Springer Nature Switzerland, Cham, pp. 841–858. https://doi.org/10.1007/978-3-031-33465-8_65

Rosa Latapie, S., Lagouin, M., Sabathier, V., Abou-Chakra, A., 2023b. From aggregate to particleboard: A new multi-scale model approach to thermal conductivity in bio-based materials. Journal of Building Engineering 78, 107664. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.107664

Rosa Latapie, S., Sabathier, V., Abou-Chakra, A., 2024. Bio-based building materials: A prediction of insulating properties for a wide range of agricultural by-products. Journal of Building Engineering 108867. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.108867

Saad, M., Sabathier, V., Turatsinze, A., 2022. Natural Fibers vs. Synthetic Fibers Reinforcement: Effect on Resistance of Mortars to Impact Loads. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/CTA.1.95

Shanmuga Priyan, V.G., Kanmani Subbu, S., 2023. Numerical Simulation of Thermal Conductivity of Aluminium–Silicon Carbide Composites, in: Jain, P.K., Ramkumar, J., Prabhu Raja, V., Kalayarasan, M. (Eds.), Advances in Simulation, Product Design and Development, Lecture Notes in Mechanical Engineering. Springer Nature, Singapore, pp. 95–103. https://doi.org/10.1007/978-981-19-4556-4_8

Eco-Matériaux

Utilisation de la maturométrie pour optimiser le décoffrage des bétons bas carbone en bâtiment

Agathe Bourchy[1], Jean Michel Torrenti[1,2], Gael Le Bloa[3]

[1] *Université Gustave Eiffel, département MAST*

[2] *ESITC Paris*

[3] *Hilti*

RESUME Afin de réduire l'impact carbone des constructions, l'utilisation de bétons bas carbone est de plus en plus fréquente. Cependant, ces bétons ont souvent une montée en résistance plus lente ce qui conduit à des délais de décoffrage plus longs. Trois formules de béton ayant un poids carbone différents sont utilisées pour la modélisation d'un voile de bâtiment. Une mesure de la température à l'aide de capteurs noyés dans le béton, combinée à une analyse maturométrique des courbes de dégagement de chaleur dans les voiles, est utilisée pour estimer le temps de décoffrage de chaque voile. Les résultats montrent que cette technique permet d'optimiser les délais de réalisation et diminuer l'inconvénient lié à une montée en résistance plus lente des bétons bas carbone.

Mots-clefs béton, bas carbone, maturométrie

I. INTRODUCTION

L'utilisation de bétons bas carbone est de plus en plus fréquente dans la construction de bâtiments ou d'infrastructure (Wimpenny, 2009). Il est en effet nécessaire de réduire l'impact carbone des constructions en béton (Cabeza et al. 2013). Cette réduction s'accompagne souvent d'une montée en résistance plus lente de ces bétons bas carbone. Les délais de réalisation sont alors allongés. La maturométrie est une des solutions possibles pour optimiser la durée avant décoffrage et la rotation des banches. Mais, les bétons bas carbone sont aussi en général peu exothermiques. L'objectif de cet article est d'étudier le gain potentiel que l'emploi de la maturométrie pourrait avoir sur le temps de décoffrage d'un voile de bâtiment. Pour cela 3 formules de bétons sont testées allant d'un béton « classique » à un béton très bas carbone. Après avoir présenté ces matériaux et leur caractérisation, la simulation numérique de voiles contenant ces bétons est réalisée et analysée pour en déduire les gains de temps potentiels.

II. FORMULATIONS ET PROPRIÉTÉS DES BÉTONS

Les bétons sont formulés à partir de 3 ciments fabriqués par co-broyage d'un clinker C3A-0 et de laitier (Bourchy, 2018). Le clinker C3A-0, fabriqué de manière industrielle, est reçu en granules. Il ne contient pas de C_3A et la quantité de C_4AF est de 17,6 % massique. Les teneurs en SO_3 et Na_2O_{eq}

sont respectivement égales à 1,9 % et 0,5 %. Trois ciments C3A-0_5S, C3A-0_42,5S et C3A-0_80S sont fabriqués avec, respectivement, 5 %, 42,5 % et 80 % de laitier de haut fourneau. Ces pourcentages ont été choisis pour bien mettre en évidence l'influence de la substitution du clinker par le laitier sur une grande amplitude de la plage possible. L'ensemble des caractéristiques des matériaux et de la procédure de co-broyage sont disponibles dans la thèse de Bourchy. La figure 1 présente les courbes de dégagement de chaleur des ciments dans l'essai de calorimétrie quasi-adiabatique dit bouteille de Langavant – norme NF EN 196-9 (AFNOR, 2010). On constate que l'ajout de laitier permet de réduire et de décaler le dégagement de chaleur.

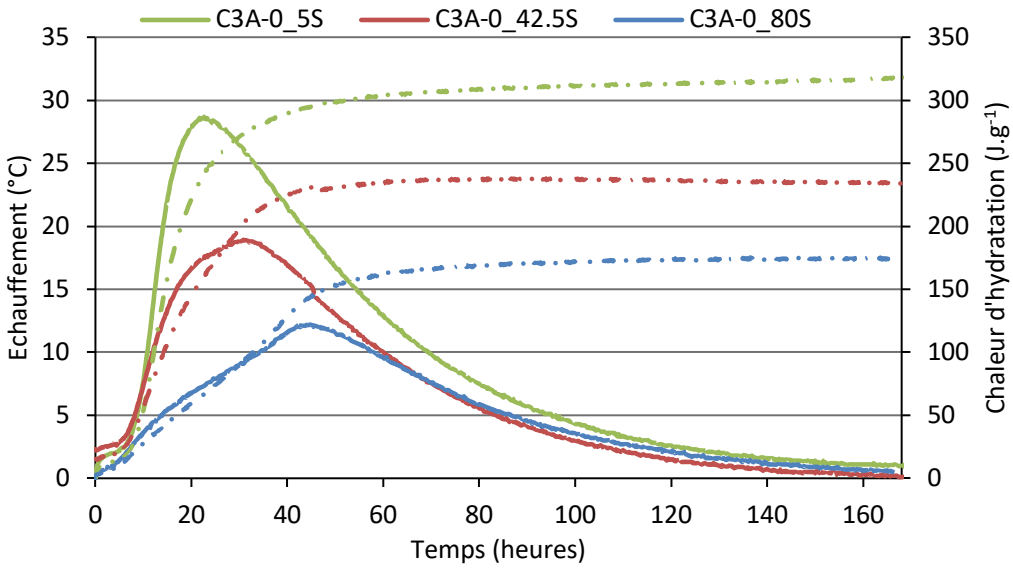


FIGURE 1. Evolution des échauffements et des chaleurs d'hydratation mesurés par calorimètre de Langavant pour les trois ciments sélectionnés pour les essais béton à base de C3A-0_S

Les bétons, nommés B7, B8 et B9, sont formulés à partir des 3 ciments présentés et proviennent aussi des travaux de thèse de Bourchy. Le tableau 1 présente la composition des 3 bétons. Ils sont formulés de manière à obtenir une résistance en compression à 28 jours comprise entre 45 et 50 MPa et un slump voisin de 15 cm. C'est ce qui explique une diminution du E/C et l'utilisation d'un superplastifiant lorsque le pourcentage de laitier augmente dans le ciment.

Béton	B7	B8	B9
Ciment	C3A-0_5S	C3A-0_42,5S	C3A-0_80S
Liant (kg)	360	360	360
Sable 0 - 4	829	854	862
Gravillon 4 - 11	332	342	345
Gravillons 11 - 22	682	702	709
E/L	0,49	0,42	0,39
Adjuvant (%)	0 ,00	0,20	0,50

TABLEAU 1. Composition des bétons

Le tableau 2 donne l'évolution des résistances mécaniques en compression des bétons. On constate, comme attendu, que la montée en résistance du B9, qui contient plus de laitier est la plus lente. Le E/C plus faible permet aussi de compenser la résistance à 28 jours.

	B7	B8	B9
Rc 1 jour (MPa)	10,9	5,8	0,0
Rc 7 jours (MPa)	34,0	32,1	33,9
Rc 28 jours (MPa)	46,4	48,1	45,4

TABLEAU 2. Evolution de la résistance en compression des bétons

II. DÉGAGEMENT DE CHALEUR ADIABATIQUE DES BÉTONS

Le dégagement de chaleur des bétons a été mesuré à l'aide d'un essai quasi-adiabatique dit QAB qui est normalisé : norme NF EN 12390-14 (Afnor, 2018). Le calorimètre QAB est constitué d'un caisson à double paroi (externe en PVC, interne en polyester armé de fibres de verre) et rempli de mousse polyuréthane de 14 cm d'épaisseur comme isolant. Les éprouvettes utilisées pour réaliser les essais sont des cylindres Ø16 x H32 cm. Pour estimer la quantité de chaleur dégagée lors de l'hydratation du béton, il faut prendre en compte la chaleur accumulée dans le calorimètre et la quantité de chaleur évacuée vers l'extérieur (pertes) comme indiqué dans la norme NF EN 12390-14 selon le mode opératoire décrit dans (Boulay et al., 2010a). Les pertes sont estimées à l'aide d'un étalonnage du calorimètre (Boulay et al., 2010b). La norme ne s'intéressant qu'à la chaleur dégagée, elle n'indique pas la seconde correction qu'il convient de faire pour obtenir la courbe adiabatique : en effet, en raison de la thermo-activation des réactions d'hydratation, la cinétique est accélérée en cas de température plus élevée. La température corrigée des pertes étant plus élevée que celle mesurée durant l'essai, il faut donc effectuer une correction sur le temps. Celle-ci repose sur l'hypothèse que la thermo-activation de la cinétique d'hydratation suit une loi d'Arrhenius (Ulm & Coussy, 96) (Lacarrière et al., 2019). Cette loi (équation 1) indique que la vitesse d'hydratation $\dot{\xi}$ est proportionnelle à une affinité chimique $\tilde{A}(\xi)$ (où ξ est le degré d'hydratation) et à une exponentielle faisant intervenir la température absolue T et une énergie d'activation E_a (qu'on exprime historiquement en la divisant par R la constante des gaz parfaits) :

$$\dot{\xi}(t) = \tilde{A}(\xi) exp\left(-\frac{E_a}{R}\frac{1}{T}\right) \quad \text{[eq. 1]}$$

La correction en temps se fait alors en introduisant un temps équivalent calculé en exprimant l'équation 2 pour $T_{mesuré}$ et pour $T_{corrigé}$ et en calculant le temps nécessaire à chaque température pour avoir le même incrément de degré d'hydratation :

$$dt_{corrigé} = dt_{mesuré} \exp\left(-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_{corrigé}(t)} - \frac{1}{T_{mesuré}(t)}\right)\right) \quad \text{[eq.2]}$$

Cette correction nécessite donc de connaitre l'énergie d'activation. Ici ce paramètre n'a pas été déterminé expérimentalement pour les bétons. Pour l'estimer on peut utiliser des relations basées sur la composition du ciment (Riding et al., 2011) ou sur l'évolution des résistances à 2 jours (Bresson, 1980). On sait aussi que l'ajout de laitier a tendance à augmenter l'énergie d'activation.

Yang et al. ont ainsi montré que l'utilisation de 50 % de laitier faisait passer le rapport E_a/R de 4000 à 5500 K (Yang et al.,2020). Kanavaris a obtenu des résultats tout à fait similaires (Kanavaris et al., 2023). Enfin, Briffaut (2012) a montré que c'était le couple affinité chimique – énergie d'activation qui était important (i.e. si on change l'énergie d'activation il faut aussi changer l'affinité chimique). Le tableau 3 donne les valeurs du rapport E_a/R pour les 3 bétons étudiés. Ces valeurs sont estimées à partir des résultats de microcalorimétrie isotherme à différentes températures (5, 20 et 30°C) des trois ciments C3A-0_5S, C3A-0_42,5S et C3A-0_80S (Bourchy, 2018). L'hypothèse que l'énergie d'activation est constante est une simplification. Pour des bétons ayant une période dormante très longue, il pourrait être envisagé d'avoir un couple d'énergie d'activation pour la période dormante et pour la période où la réaction d'hydratation se développe comme proposé par Laplante (1996).

TABLEAU 3. Rapport énergie d'activation – constante des gaz parfaits des bétons

	B7	B8	B9
E_a/R (K)	4700	5500	7000

Les figures 2a et 2b illustrent le résultat de l'application de la procédure pour déterminer les courbes adiabatiques des bétons B7 et B9. On constate qu'il manque à ces courbes une partie du dégagement de chaleur. En effet, l'essai QAB ne permet pas d'avoir toute la courbe car, sur la fin de cet essai, la contribution de la correction devient bien plus importante que celle de la chaleur mesurée dans l'éprouvette de béton. Or, le degré d'hydratation est relié à la chaleur adiabatique par la relation (équation 3) :

$$\frac{\xi(t)}{\xi_\infty} = \frac{Q(t)}{Q_\infty} = \frac{T(t)-T(t=0)}{T_\infty - T(t=0)} \quad \text{[eq.3]}$$

avec ξ_∞ le degré d'hydratation maximal qui peut être estimé de manière empirique (Waller, 99), Q_∞ la chaleur maximale atteinte compte tenu de la formulation (J.mm^{-3}) et $T_\infty = Q_\infty / C_{th}$ la température maximale atteinte, avec C_{th} la capacité calorifique du béton (J.mm^{-3}.°C^{-1}).

Il est donc nécessaire de prolonger les courbes adiabatiques. Ici, cela est fait en calant sur la fin de la courbe adiabatique (pour éviter le début de la courbe) une courbe d'équation 4 :

$$Q = Q_\infty . exp\left(-\left(\frac{\tau}{t}\right)^\beta\right) ; t > t_1 \quad \text{[eq. 4]}$$

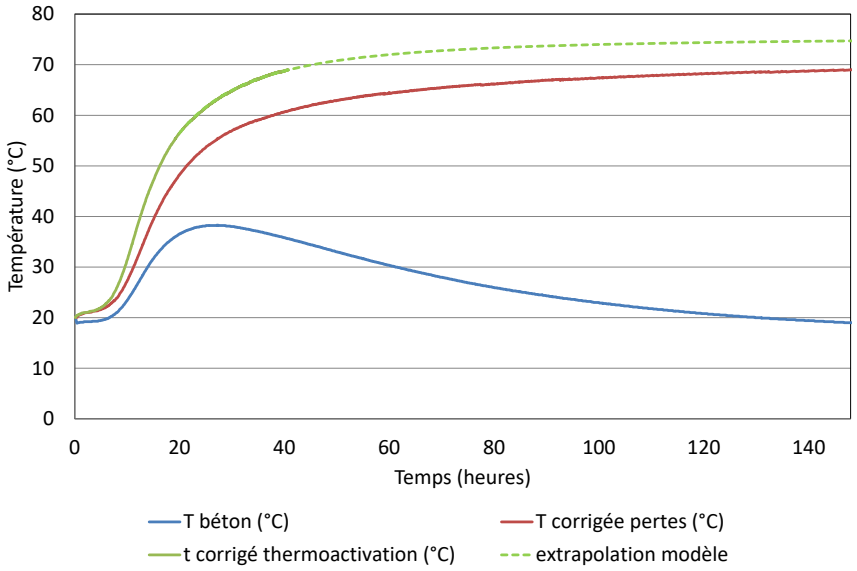


FIGURE 2.a. Evolution de la température mesurée en QAB (bleu), de la température après correction adiabatique (rouge) et après prise en compte de la thermoactivation (vert) du béton B7 ; en pointillé vert la prolongation de la courbe adiabatique à l'aide de l'équation 4

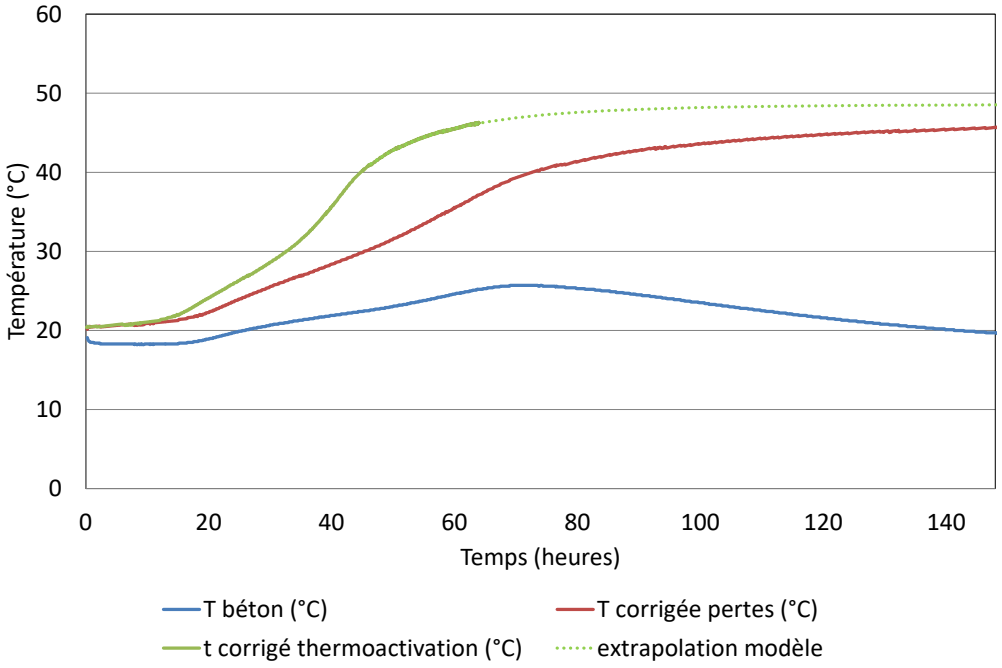


FIGURE 2.b. Evolution de la température mesurée en QAB (bleu), de la température après correction adiabatique (rouge) et après prise en compte de la thermoactivation (vert) du béton B9 ; en pointillé vert la prolongation de la courbe adiabatique à l'aide de l'équation 4

Finalement, la figure 3 compare les courbes adiabatiques des 3 bétons. On constate bien l'effet du laitier sur le dégagement de chaleur : la chaleur dégagée totale diminue et la cinétique de dégagement de chaleur est plus lente avec la quantité de laitier.

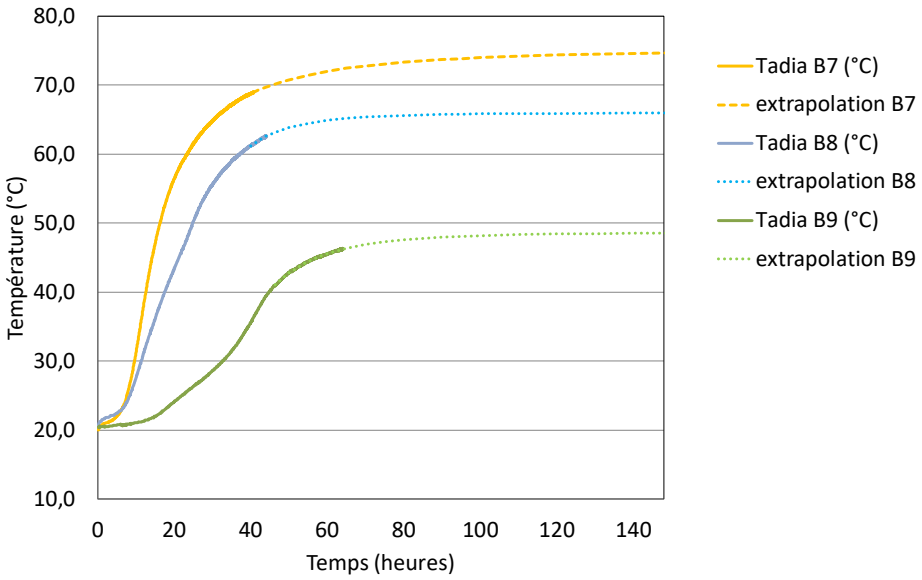


FIGURE 3. Comparaison des courbes d'évolution de la température en conditions adiabatiques pour les bétons B7, B8 et B9

III. MODÉLISATION DU COMPORTEMENT AU JEUNE ÂGE – APPLICATION AU CAS D'UN VOILE

III.1 Modélisation

La modélisation des effets thermiques de la réaction d'hydratation se fait classiquement (Azenha et al., 2021)) dans un code aux éléments finis (ici c'est CESAR et son module TEXO qui sont utilisés) au moyen de l'équation de la chaleur (équation 5) :

$$C_{th}\frac{dT}{dt} + k\,\nabla^2 T = \dot{Q} \qquad \text{[eq. 5]}$$

avec k la conductivité thermique ($J.h^{-1}.m^{-1}.°C^{-1}$).

L'autre équation à considérer est l'équation d'Arrhenius (équation 1). Ces deux équations doivent être résolues simultanément. Dans le module TEXO de CESAR, l'affinité chimique est déterminée à partir de la courbe de température adiabatique qui est donc une donnée essentielle (équation 6) :

$$\tilde{A}\left(\xi = \frac{T(t)}{T_\infty}\right) = \frac{\dot{T(t)}}{T_\infty}\xi_\infty exp\left(\frac{Ea}{RT(t)}\right) \qquad \text{[eq. 6]}$$

III.2 Application au cas d'un voile

Le modèle est appliqué au cas d'un voile de 20 cm d'épaisseur. Les évolutions de la température dans le voile sont calculées pour les 3 bétons de l'étude. Les paramètres du calcul sont les suivants :

- Température initiale du béton = 20°C
- Température extérieure constante et égale à 20°C
- Capacité calorifique C_{th} = 2400000 $J.m^{-3}.°C^{-1}$
- Conductivité thermique k = 8000 $J.h^{-1}.m^{-1}.°C^{-1}$
- Coefficient d'échange du béton avec l'extérieur : h = 14800 $J.h^{-1}.m^{-2}.°C^{-1}$

Ces valeurs sont des valeurs standards pour des bétons, proposées dans la notice du code CESAR. Pour une application particulière, notamment avec des bétons bas carbone, il conviendra de d'estimer ces paramètres plus précisément.

La figure 4.a présente l'évolution de la température dans le cas du béton B7 pour 3 points situés au centre du voile, à 5 cm de la surface et à la surface. Le gradient de température entre le cœur et la surface reste limité à 2°C. La figure 4.b donne une vue des isovaleurs de température pour t = 19 h soit près du pic de température pour le voile B7.

La figure 5 présente l'évolution comparée des températures selon le béton utilisé. Comme attendu on retrouve l'effet de la substitution en laitier sur les températures maximales.

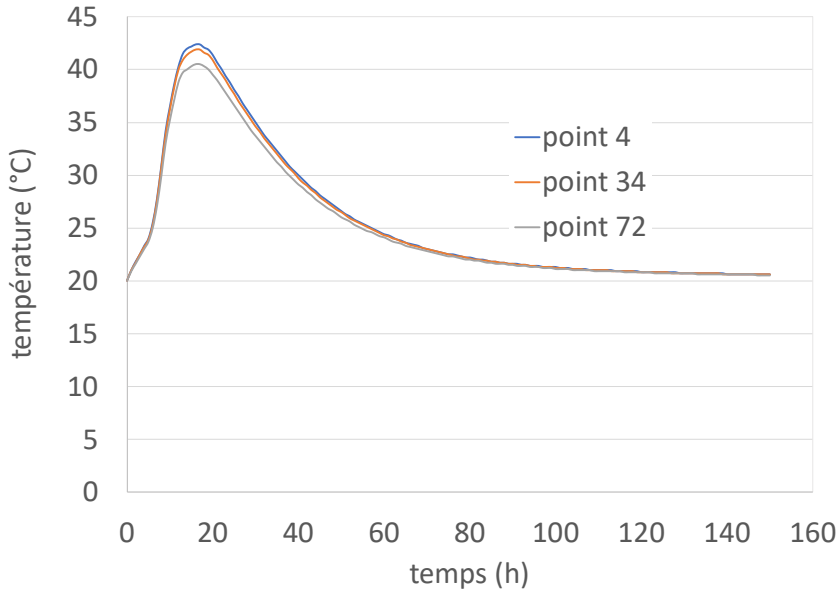


FIGURE 4.a. Evolution de la température dans le voile pour le béton B7. Le point 4 est situé au centre, le point 34 à 5 cm de la surface et le point 72 à la surface.

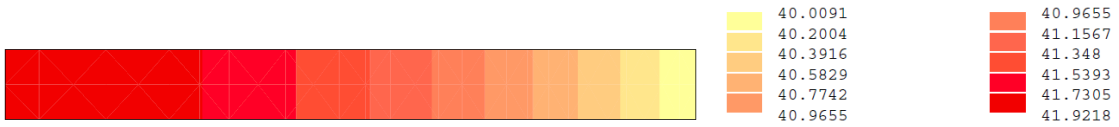


FIGURE 4.b. Isovaleurs de la température dans le voile pour le béton B7 à t = 19 h.

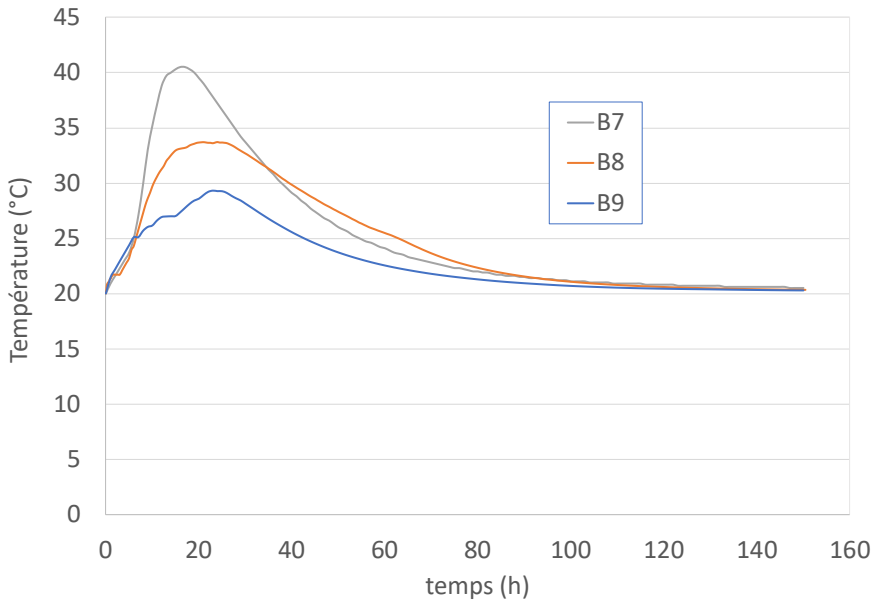


FIGURE 5 Evolution de la température à la surface du voile pour les bétons B7, B8 et B9

III.3 Maturométrie appliquée au cas du voile

A partir de l'évolution des résistances des 3 bétons (tableau 2), on peut déterminer les courbes maîtresses d'évolution de la résistance pour une température de conservation égale à 20 °C. La courbe d'évolution s'exprime par l'équation 7 :

$$f_c(t) = f_{c\infty} \frac{k(t-t_0)}{1+k(t-t_0)} \quad \text{[eq. 7]}$$

où $f_{c\infty}$ et k sont des paramètres fittés sur les résultats expérimentaux. Pour le paramètre t_0, celui-ci est déterminé pour les bétons B7 et B8 à l'aide des mesures faites par Bourchy (2018) à l'aide de l'appareil FreshCon (Reinhardt & Grosse, 2004), (Boulay et al., 2014). Pour le béton B9, t_0 est pris égal à 24 h sur la base de l'essai mécanique. Le tableau 4 récapitule les valeurs obtenues pour les paramètres de l'équation 7 et la figure 6 donne l'allure des courbes maitresses pour les 3 bétons.

TABLEAU 4. Paramètres de l'équation 7

	B7	B8	B9
t_0 (h)	10,0	7,5	24,0
$f_{c\infty}$ (MPa)	49,7	57,8	50,3
k (-)	0,016	0,008	0,014

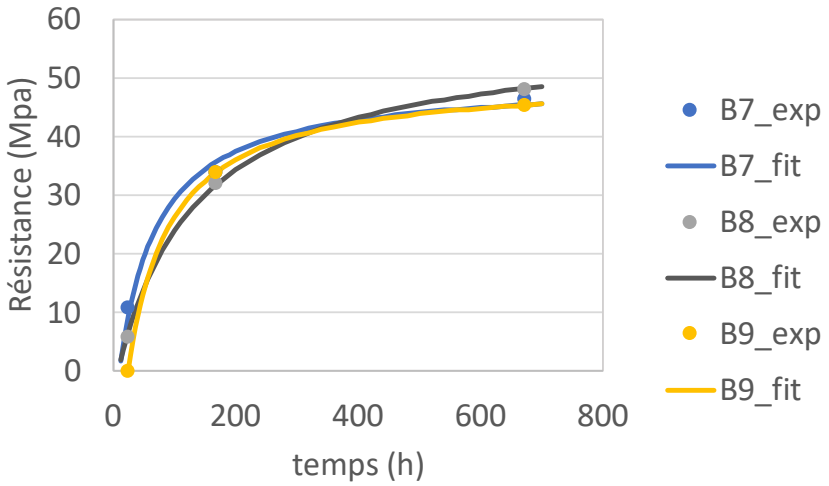


FIGURE 6 **Courbes maîtresses des 3 bétons**

En supposant qu'il faille une résistance au moins égale à 12 MPa pour décoffrer, les courbes maîtresses donnent l'âge du béton pour atteindre cette résistance à 20 °C (i.e. sur éprouvette de contrôle). A partir des courbes d'évolution de la température dans les voiles on peut estimer l'âge équivalent par l'équation 8 déduite de la loi d'Arrhénius :

$$t_{eq} = t_{20°C} \exp\left(-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T(t)} - \frac{1}{293}\right)\right) \qquad \text{[eq.8]}$$

Le tableau 5 donne la comparaison du temps pour atteindre 12 MPa entre mesure sur éprouvette de contrôle et maturométrie (calcul de l'âge équivalent). On peut voir l'intérêt de la méthode qui permet, même pour des bétons bas carbone, d'optimiser le temps de décoffrage.

TABLEAU 5. **Comparaison des temps de décoffrage**

	B7	B8	B9
Éprouvettes de contrôle t_décoffrage (h)	30	42	46
Maturométrie t_décoffrage (h)	16	24	30

IV. CONCLUSIONS

Une montée en résistance qui peut être plus lente que celle de bétons « classiques » est un inconvénient des bétons bas carbone. Notre étude a montré que la maturométrie peut permettre de réduire en partie cet inconvénient en tenant compte de l'histoire réelle des températures. Même pour des bétons n'ayant pas une exothermie très importante, le gain peut être significatif. Cette étude est une étude préliminaire qui doit être approfondie, notamment en l'appliquant in-situ à l'aide de capteurs noyés dans le béton, adaptés aux conditions de chantier, avec des conditions aux limites de température variables, voire avec des coffrages chauffants en optimisant leur utilisation. Cette étude pourrait être également étendue à d'autres liants bas-carbone comme les LC3.

RÉFÉRENCES

Afnor (2010), NF EN 196-9, Méthodes d'essai des ciments - Partie 9 : chaleur d'hydratation - Méthode semi-adiabatique

Afnor (2018), NF EN 12390-14, Essai pour béton durci - Partie 14 : méthode semi-adiabatique de détermination de la chaleur dégagée par le béton au cours de son processus de durcissement.

Azenha, M., Kanavaris, F., Schlicke, D., Jędrzejewska, A., Benboudjema, F., Honorio, T., ... & Fairbairn, E. M. (2021). Recommendations of RILEM TC 287-CCS: thermo-chemo-mechanical modelling of massive concrete structures towards cracking risk assessment. *Materials and structures*, 54(4), 135.

Boulay, C., André, J. L., & Torrenti, J. M. (2010a). Projet de mode opératoire pour la détermination et la chaleur dégagée lors de l'hydratation du ciment d'un béton placé dans un calorimètre quasi adiabatique pour béton (QAB). *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, (278).

Boulay, C., Torrenti, J. M., André, J. L., & Saintilan, R. (2010b). Calorimétrie quasi adiabatique pour bétons : facteurs d'influence. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et chaussées*, (278), 19.

Boulay, C., Staquet, S., Delsaute, B., Carette, J., Crespini, M., Yazoghli-Marzouk, O., ... & Ramanich, S. (2014). How to monitor the modulus of elasticity of concrete, automatically since the earliest age?, *Materials and structures*, 47, 141-155.

Bourchy A., (2018). Relation chaleur d'hydratation du ciment: montée en température et contraintes générées au jeune âge du béton, thèse de l'Université Paris-Est.

Bresson J. (1980), La prévision de la résistance des produits en béton, publication technique 56, CERIB.

Briffaut, M., Benboudjema, F., Torrenti, J. M., & Nahas, G. (2012). Effects of early-age thermal behaviour on damage risks in massive concrete structures. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(5), 589-605.

Cabeza, L. F., Barreneche, C., Miró, L., Morera, J. M., Bartolí, E., & Fernández, A. I. (2013). Low carbon and low embodied energy materials in buildings: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 23, 536-542.

Kanavaris, F., Soutsos, M. and Chen, J.F. (2023), Effect of Temperature on the Early-age Hydration and Setting Behaviour of Mixes Containing GGBS, *Journal of Advanced Concrete Technology* Vol. 22, 14-32

Lacarrière, L., Knoppik, A., Leal da Silva, W. R., Honorio, T., Šmilauer, V., Asamoto, S., & Fairbairn, E. M. (2019). Hydration and heat development. Thermal Cracking of Massive

Concrete Structures: *State of the Art Report of the RILEM Technical Committee 254-CMS*, 13-46.

Laplante P., Roussel S., Lecrux S., Technique maturométrique : La loi d'Arrhenius au service des chantiers, International Conference on Concrete: From Material to Structure Arles, France (1996)

Reinhardt H-W, Grosse CU (2004) Continuous monitoring of setting and hardening of mortar and concrete. *Constr Build Mater* 18:145–154

Riding, K. A., Poole, J. L., Folliard, K. J., Juenger, M. C., & Schindler, A. K. (2011). New Model for Estimating Apparent Activation Energy of Cementitious Systems. *ACI Materials Journal*, 108(5).

Ulm, F. J., & Coussy, O. (1996). Strength growth as chemo-plastic hardening in early age concrete. Journal of engineering mechanics, 122(12), 1123-1132.

Waller V., (1999), Relations entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression, thèse de l'ENPC.

Wimpenny, D. (2009). Low carbon concrete-options for the next generation of infrastructure. *Concrete Solutions*, 9, 41-41.

Yang, H. M., Kwon, S. J., Myung, N. V., Singh, J. K., Lee, H. S., & Mandal, S. (2020). Evaluation of strength development in concrete with ground granulated blast furnace slag using apparent activation energy. *Materials*, 13(2), 442.

Étude expérimentale d'un béton autoplaçant incorporant des déchets recyclés: Rhéologie et performances mécaniques

Meriem GUESSOUM [1], Fouzia KHADRAOUI-MEHIR [1], Daniel CHATEIGNER [2]

[1] *ComUE Normandie Université, Builders Ecole d'Ingénieurs, Builders Lab 1 Rue Pierre et Marie Curie, 14610 Epron, France,*

[2] *CRISMAT-ENSICAEN, UMR CNRS 6508, Université de Caen Normandie, IUT Caen, Normandie Université, 6 Boulevard Maréchal Juin, 14050 Caen, France*

RESUME L'intégration du recyclage des déchets dans la production de béton est devenue essentielle pour réduire l'empreinte environnementale de l'industrie de la construction. Cette étude a pour objectif d'étudier la faisabilité de l'utilisation de graviers recyclés (GR) et de poudre de coquille Saint-Jacques (PCSJ) dans la production de béton autoplaçant (BAP). Le GR a été incorporé en remplacement total du gravier naturel (GN), et PCSJ en remplacement partiel du ciment (28%). Les propriétés rhéologiques des BAP, notamment l'ouvrabilité, la viscosité et la ségrégation statique sont évaluées. Les propriétés physico-mécaniques, telles que la résistance à la compression et la porosité apparente sont également examinées. Les résultats obtenus indiquent que la coexistence de poudre de coquille et de gravier recyclé n'altère pas les propriétés rhéologiques des BAP. La résistance à la compression quant à elle a été augmentée de plus de 20% par rapport au BAP de référence.

Mots-clefs déchets recyclés, Béton autoplaçant, gravier recyclé, coquilles Saint Jacques *Pecten maximus*, rhéologie, résistance mécanique

Key-words recycled waste, Self-compacting concrete, Recycled gravel, *Pecten maximus* scallop shells, Rheology, Mechanical strength.

I. INTRODUCTION

Le secteur de la construction a un fort impact sur le développement économique et social d'un pays fournissant à la société toutes les infrastructures et bâtiments nécessaires (Alaloul et al., 2021). Cependant, la construction de ces installations nécessite une consommation excessive d'énergie non. Elle implique également une forte consommation et une extraction extensive de matières premières (De Chalendar, 2021), notamment de gravier et de sable, ce qui contribue à épuiser ces ressources naturelles non renouvelables et à perturber les écosystèmes.

Le Ministère de la Transition écologique et de la Cohésion des territoires évalue que l'industrie du béton est responsable de 46 millions de tonnes de déchets annuels . Près de la moitié de ces déchets proviennent du processus de démolition (Déchets du bâtiment, 2020). En parallèle, les déchets liés à la conchyliculture (mortalités sur sites et consommations) représentent des millions de tonnes de

coquilles (principalement d'huîtres *Crassostrea gigas*, de coquilles Saint-Jacques *Pecten maximus*, de moules *Mytilus edulis*, mais aussi d'espèces invasives comme les *crépidules Crepidula fornicata*), disponibles dans le monde entier avec une abondance particulière dans les villes côtières (Fernández-Penas et al., 2023; Martínez-García et al., 2017).

De nombreuses études ont été menées pour étudier le comportement et les effets des déchets recyclés provenant de différents secteurs et industries sur les propriétés des matériaux à base cimentaire. Les granulats grossiers recyclés sont caractérisés par la présence de l'ancienne matrice cimentaire entourant leur surface, ce qui leur confère une plus grande porosité, une plus grande capacité d'absorption et des performances mécaniques moindres (Jadon and Kumar, 2023). Par conséquent, les propriétés du béton formulé à base de ces granulats dépendent de ces propriétés. La régurosité de surface et la capacité d'absorption d'eau qui peut aller jusqu'à 7% des granulats grossiers recyclés réduisent la maniabilité des bétons(De Andrade Salgado and de Andrade Silva, 2022). Il est ainsi recommandé de pré-saturer les granulats grossiers recyclés avant leur étulisation (Layachi et al., 2019; Souche et al., 2015), ou d'ajuster la formulation, soit l'eau effective, le volume de la pâtes, et/ou le dosage en superplastifiant (Jadon and Kumar, 2023; Tejas and Pasla, 2023). Sur l'aspet physique et mécanique, les bétons à base des ces granulats presentent deux zones de transition interfaciale, ce qui leur confere une microstructure plus complexe, avec une porosité doublée et des fissures préexistantes affectant le comportement mécanique des bétons. La rugosité de surface des granulats grossiers recyclés interfère également avec leur comportement mécanique, elle améliore l'adhérence des granulats à la matrice cimentaire, ce qui renforce leur résistance à la compression (Rozière et al., 2018). De nombreuses études visant à déterminer les ratios appropriés de granulats grossiers recyclés pour la fabrication du béton ont été réalisées. Certaines conclusions ont suggéré qu'un taux de substitution plus élevé peut augmenter les besoins en eau tout en diminuant la résistance mécanique. Le taux de substitution optimal pour la production de béton est généralement limité à 30% (Gonçalves and Brito, 2010; Limbachiya et al., 2012). Néanmoins, peu de recherches ont démontré que les performances du béton contenant des granulats recyclés restent comparables à celles du béton contenant des granulats naturels à des taux de substitution élevés (Guessoum et al., 2023; Kwan et al., 2012; Malazdrewicz et al., 2023).

D'autre part, les déchets de coquilles ont récemment fait l'objet d'une plus grande attention en raison de leur grande disponibilité. De nombreuses études sont en cours pour étudier leur capacité à remplacer les agrégats naturels fins ou grossiers, le ciment, ou même leur utilisation en tant que filler (Martínez-García et al., 2017; Tayeh et al., 2019).

Compte tenu de la tendance à utiliser ces déchets dans la fabrication du béton, qui s'inscrit parfaitement dans le concept de la construction durable, la présente étude vise à produire un BAP à haute teneur en déchets sans compromettre ses propriétés rhéologiques et mécaniques. Ainsi, les objectifs spécifiques de cette recherche comprennent (i) le remplacement complet du gravier naturel par du gravier recyclé. (ii) la substitution du ciment par des poudres de coquilles Saint-Jacques finement broyées. (iii) l'évaluation des effets de ces paramètres sur les propriétés rhéologiques et physico-mécaniques du BAP. Les essais rhéologiques comprennent l'écoulement au cône d'Abrams, la viscosité t_{500} et la stabilité au tamis. Les essais physico-mécaniques comprennent la résistance à la compression et la porosité accessible à l'eau.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux et conception des mélanges

Cette étude examine deux types de bétons autoplaçants (BAP) produits en utilisant les composants suivants :

- Un ciment commercial CEM II/A 52. 5 N CE PM-CP2 NF (Tableau 1) de HEIDELBERG CEMENT Group, France,

TABLEAU 1. Caractéristiques du CEM II/A 52.5 N

CEMII/A-LL 52,5 N					
Masse volumique (g/cm³)	**Surface Blaine (cm²/g)**	**Debut de prise**	**Compres-sion 28j (MPa)**	**Clinker (%)**	**Calcaire (%)**
3,11	4436	3h15	60	90	8

- La poudre de coquille Saint-Jacques (PCSJ) *Pecten maximus* fournie par Ovive, France,
- Un sable lavé 0/4 provenant de la Sablière Route des Sables - Le Haut-lieu, France,
- Un gravier naturel (GN) 4/12.5 semi-concassé provenant de SAS Carrière STREF & Cie, Jumièges, France,
- Un gravier recyclé (GR) 4/12.5 obtenu de la Carrière de la Roche Blain, Fresney-le-Puceux, France, Deux adjuvants : un superplastifiant (SP) et un accélérateur de durcissement (Acc) fournis par l'entreprise BUILDERS Solutions, France.

Deux formulations de BAP sont étudiées dans ce travail (Tableau 2), incorporant soit GN (BAP-GN), soit GR (BAP-GR), et 28% de PCSJ. Les proportions en volume des autres composants restant les mêmes. Les éprouvettes de béton ont été produites à une température de 14°C.

TABLEAU 2. Compositions des BAPs en kg/m³

Composants	BAP- GN	BAP-GR
Sable 0/4	862.57	862.57
GN 4/12.5	731.70	-
GR 4/12.5	-	675.34
CEM II 52.5N	320	320
PCSJ	124.8	124.8
Eau $_{Eff}$	213.50	213.50
SP	4	4
Acc	4.45	4.45

- *Préparation des éprouvettes*

Les bétons autoplaçants (BAP) ont été coulés dans des éprouvettes cylindriques de 11 cm de diamètre et de 22 cm de hauteur. Après une période de cure de 24 heures, les éprouvettes ont été démoulées et conservées dans l'eau à une température 20°C et une humidité relative de 95% jusqu'à l'échéance de l'essai.

B. Méthodes d'essais

- *Consistance et viscosité*

La consistance des BAPs et la viscosité t_{500} sont mesurées en effectuant le test d'affaissement au cône d'Abrams selon la norme NF EN 12350-8 (NF EN 12350-8, 2019). Ces deux paramètres ont été mesurés pour les deux formulations et à quatre temps différents (t = 0, t = 15 min, t = 45 min et t = 90 min). La classe d'étalement visée à t = 0 est la classe SF2 qui correspond à un étalement compris entre 66 et 75 cm**.** Une observation visuelle des galettes formées à la fin de l'écoulement est effectuée pour vérifier la distribution uniforme des particules et l'absence de ségrégation.

- *Stabilité aux tamis*

La capacité des BAPs à conserver une répartition homogène des granulats, ou une résistance à la ségrégation, est évaluée en mesurant la quantité de laitance passée à travers un tamis de 5 mm conformément à la norme NF EN 12350-11 (NF EN 12350-11, 2010). Pour une stabilité satisfaisante, cette quantité de laitance doit être comprise entre 0 et 15% du poids de l'échantillon.

- *Résistance mécanique*

Les propriétés de durcissement des BAPs élaborés sont déterminées en effectuant un essai de résistance à la compression (NF EN 12390-3, 2019). Les éprouvettes sont rectifiées puis testées en compression à 1, 7 et 28 jours.

- *Porosité accessible à l'eau et masse volumique apparente*

La porosité accessible à l'eau ε (%) et la masse volumique apparente ρ (kg/m3) des BAPs durcis sont évaluées conformément aux recommandations de l'AFPC-AFREM(AFPC-AFREM, 1997) et à la norme NF P 18-459 (NF P 18-459, 2022). Ces deux paramètres sont calculés (Eq. 1 et 2 resp.) en utilisant:

$$\varepsilon = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \times 100 \quad (1)$$

$$\rho = \frac{M_{air}}{M_{air} - M_{eau}} \times 1000 \quad (2)$$

Avec:

- M_{air} *: masse dans l'air de l'échantillon saturé, en kg,*
- M_{eau} *: masse de l'éprouvette plongée dans l'eau, en kg,*
- M_{sec} *: masse de l'éprouvette sèche, en kg.*

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Essais à l'état frais

- *Consistance*

La Figure 1 illustre les résultats de l'étalement au cône d'Abrams à t = 0, immédiatement après les 2 min de malaxage, puis après 15, 45 et 90 min. Le diamètre de la galette formée par le BAP représente la moyenne de deux diamètres orthogonaux (Figure 1b).

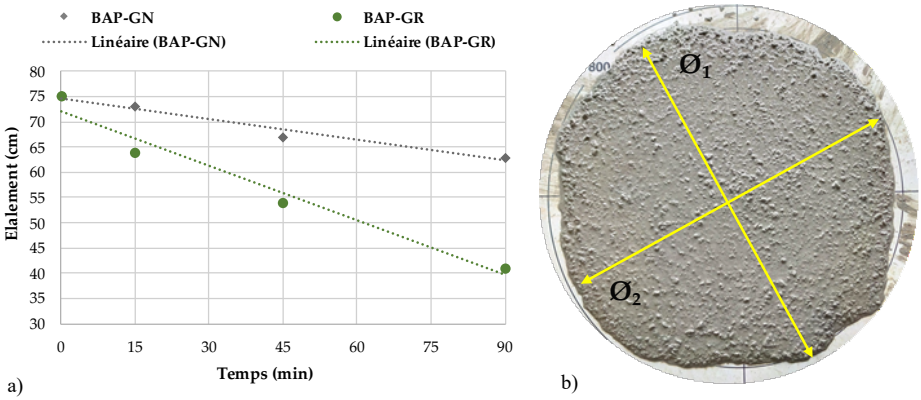


FIGURE 1. **a) Etalement au cône d'Abrams pour les deux BAPs et b) photographie de la galette formée lors de l'étalement**

Les étalements sont plus grands pour le BAP-GN (Figure 1a) et montrent une évolution de l'ouvrabilité moins significative que pour le BAP avec GR. En effet, le BAP-GR a perdu 14.7% de son ouvrabilité initiale à seulement 15 min après le malaxage. Toutefois, les deux BAPs maintiennent une ouvrabilité acceptable pour la classe SF2. En revanche, à 90 min, l'incorporation de GR fait diminuer de 45% l'ouvrabilité initiale, soit 35% de plus qu'avec des granulats naturels. Cette diminution de l'ouvrabilité pour le BAP-GR peut être liée aux propriétés physiques des GR qui montrent une texture de surface rugueuse et un coefficient d'absorption d'eau élevé. À 24 heures, le GR présente un coefficient d'absorption de 5,46 %, soit deux fois plus élevé que celui du GN 2,71%(Malazdrewicz et al., 2023). Au bout de 15 min, 82% de la valeur d'absorption à 24h est atteinte pour les GR (Figure 2).

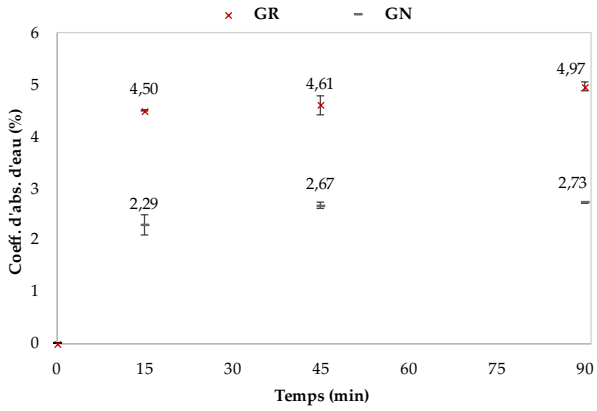


FIGURE 2. **Cinétique d'absorption d'eau des granulats recyclés GR et naturels GN** (NF EN 1097-6, 2022)

En se référant à d'autres études (Figure 3), le fort pourcentage de fines dans les BAPs ainsi que les conditions climatiques pourraient également impacter leur maintien de l'ouvrabilité (Boukhelkhal et al., 2012; Guessoum et al., 2023).

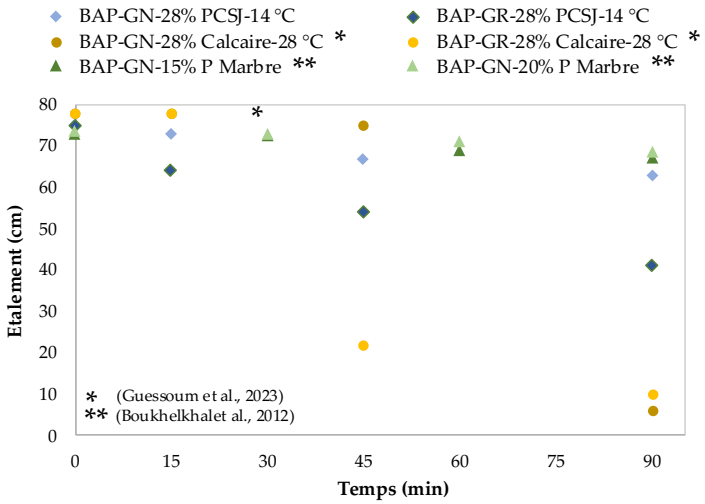


FIGURE 3. **Perte de l'ouvrabilité des BAPs comparée à celle de la littéraure**

Quant à la viscosité t_{500} (Figure 4a), pour la classe SF2, une valeur maximale t_{500} de 6 s est recommandée (Grdic et al., 2010). Les deux BAPs de notre étude répondent à cette exigence pour les différents temps, à l'exception de l'échantillon BAP-GR avec 100% de GR, pour lequel à 90 min la galette n'a pas atteint un diamètre de 500 mm. De plus, une corrélation presque linéaire est observée entre l'étalement et la viscosité t_{500} (Figure 4b). Le t_{500} tend à augmenter avec la diminution du diamètre de la galette (indice de perte d'ouvrabilité) Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par (Manzi et al., 2017).

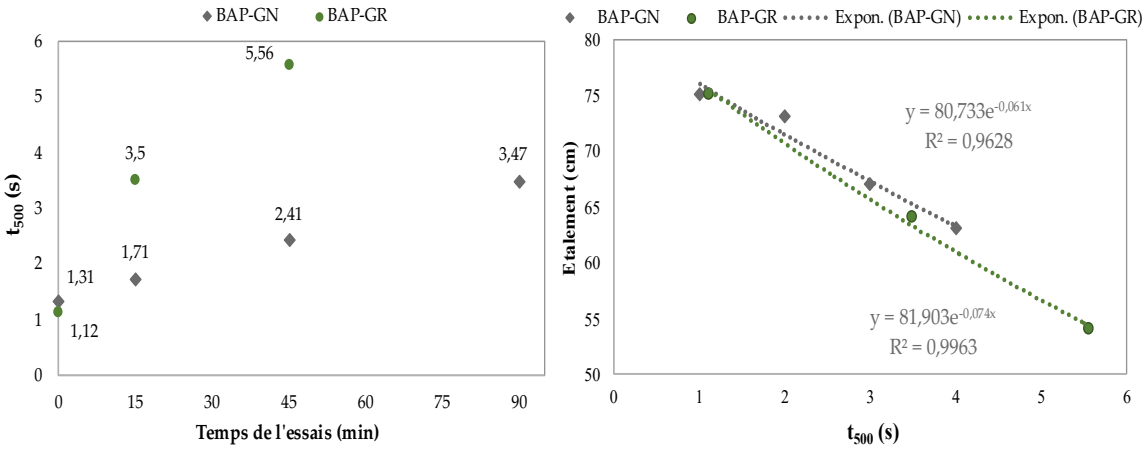


FIGURE 4. **a) t500 et b) étalement en fonction de t500**

- *Stabilité aux tamis*

La capacité des BAPs à maintenir leurs particules en suspension, sans risque de tassement des particules par gravité, est caractérisée par l'indice de ségrégation. Les résultats de cette essai révelent un indice de ségrégation de 18.46 et 6.89 pour les BAP-GN et BAP-GR respectivement.

L'utilisation des GR permet une augmentation de la résistance à la ségrégation statique, avec un indice de ségrégation du BAP diminué de près de 63% avec 100% de GR. Ces observations sont en accord avec la littérature (Grdic et al., 2010; Guessoum et al., 2023), montrant que la ségrégation a tendance à diminuer avec l'augmentation du taux de substitution des GN par des GR. Ceci est dû à la forte capacité d'absorption d'eau du GR, et à l'augmentation de la fraction des ultras fines résultant de la détérioration du GR lors du malaxage (Neeraja and Sharma, 2023). Le GR a une valeur de concassage et un coefficient de Los Angeles plus élevés, une résistance à l'usure plus faible et et une valeur de fines de 10 %(Du et al., 2021; Duan and Poon, 2014). Le Tableau 3 compare certaines de ces propriétés des granulats utilisés dans notre étude avec celles trouvées dans la littérature.

TABLEAU 3. Propriétés des GN et GR

Granulats	Los Angelez (%)	Micro-Deval (%)	Sources
GR [4-12,5]	31.16	46.6	Etude actuelle
GN [4-12,5]	16	4	
GR [4,7.5-9,5]	38.6	-	(Alqarni et al., 2021)
GN [4,75-9,5]	22	-	
GR [6,3-10]	38.88	38.6	(Arabi and Berredjem, 2011)
GN [6,3-10]	31.4	24.04	
GR [8-16]	23	-	(Rabehi et al., 2021)
GN [8-16]	21.5	-	

En revanche, la présence de poudre de coquille conduit à une augmentation du risque de ségrégation, PCSJ étant par nature peu poreuse et hydrophobe, justifiant ainsi le fort indice de ségrégation du BAP à 100% GN (Boukhelkhal et al., 2012; Hector Cuadrado Rica, 2017; Zeghad Mohamed, 2018).

- *Contrôle visuel de l'étalement des BAPs*

Le contrôle visuel des galettes d'étalement au cône d'Abrams (Figure 5) permet de vérifier la bonne homogénéité et la stabilité des différents mélanges, avec une bonne répartition des granulats sans accumulation de gravier au centre.

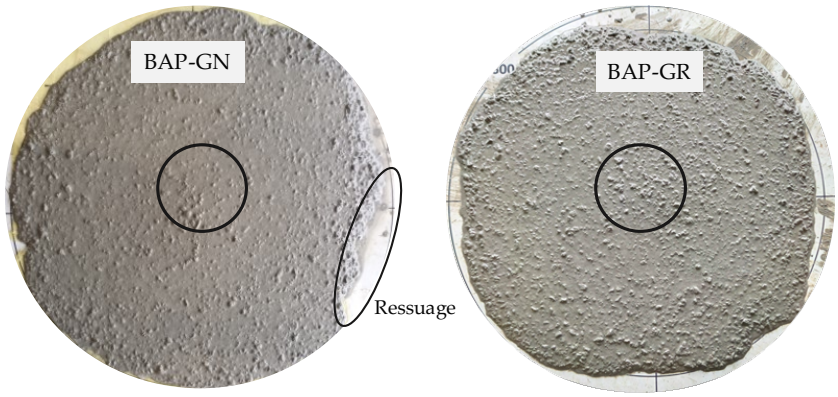


FIGURE 5. Etalement des BAPs à t = 0

Cependant, le mélange BAP-GN présente un risque de ressuage, se manifestant par une couche de laitance entourant la galette, expliquant ainsi son fort indice de ségrégation.

B. Essais sur béton durci

- *Résistance à la compression*

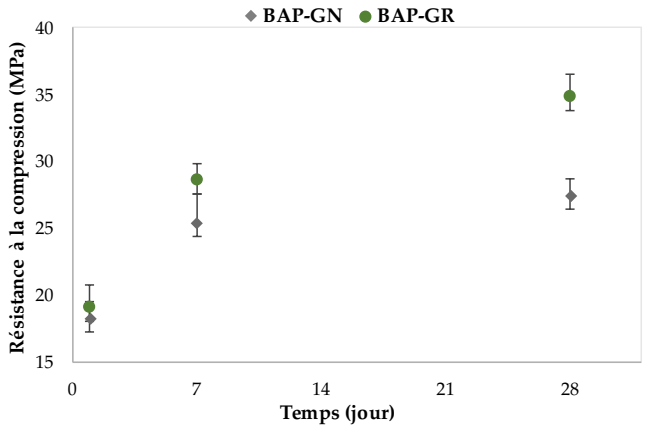


FIGURE 6. Résistance à la compression des BAPs étudiés

Les BAP contenant 100 % de GR présentent une plus grande résistance à la compression à 28 jours, avec un gain de 27 % MPa par rapport à l'utilisation de GN seul. D'autre part, l'utilisation de GN montre une quasi-saturation de la résistance à la compression à 7 jours, alors qu'avec GR seul, la résistance maximale n'est pas encore atteinte à 28 jours (Figure 6), laissant entrevoir un comportement mécanique encore supérieur à terme. Un résultat similaire a été également obtenu dans une étude antérieure dans laquelle un ciment CEMI 52.5R, une addition calcaire et un gravier recyclé 4/14.5 ont été utilisés (Guessoum et al., 2023). Il convient de souligner que le gain ou la perte de résistance est lié au type de GR utilisé et à la qualité de l'ancien mortier attaché à sa surface (Duan and Poon, 2014; Layachi et al., 2019). De plus, La forte porosité du gravier recyclé favorise l'interpénétration de la PCSJ assurant ainsi une liaison plus efficace avec la matrice liante (Liao et al., 2022). Toutefois, Ces valeurs contrastent avec les tendances trouvées dans d'autres études qui font état d'une diminution de la résistance à la compression (Ikeda et al., 2023; Kwan et al., 2012).

- *Porosité accessible à l'eau et masse volumique apparente*

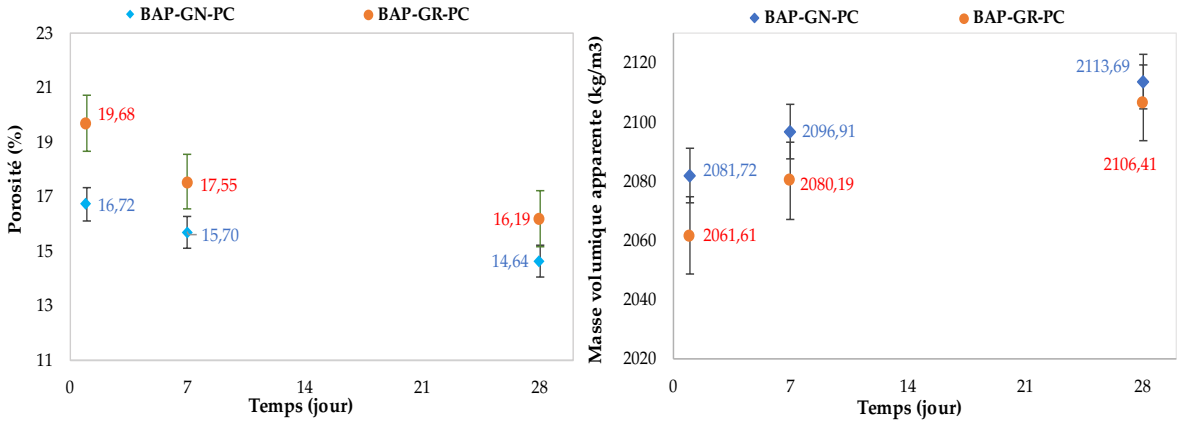


FIGURE 7. a) **Porosité et b) masse volumique des BAPs**

L'utilisation du gravier recyclé dans la fabrication du BAP-GR, régit l'apparition de deux nouvelles zones de transition interfaciale (ZTI), la ZTI entre l'ancien et le nouveau mortier, et la ZTI entre la surface du gravier vieilli et le nouveau mortier, contrairement au BAP-GN qui possède une seule ZTI. Ces zones poreuses apparaissent dès 2 jours de durcissement (Garcia-Diaz et al., 2018). Cette différence explique la forte porosité du BAP-GR, 18% supérieure a celle BAP-GN à 7 jours. En revanche , pendant le processus d'hydratation, un volume de la matrice cimentaire réagit, conduisant à la formation d'hydrates. Les vides compris entre les grains de ciment, initialement emplis avec l'eau de gâchage, se comblent progressivement et la porosité diminue (figure7) (Ollivier and Torrenti, 2008). En raison de sa porosité plus élevée, le BAP-GR presente également une masse volumique apparente inferieur à celle du BAP-GN(Gómez-Soberón, 2002).

IV. CONCLUSION

Cette étude s'intéresse à l'utilisation de déchets, provenant de différentes industries, comme alternative aux matières premières standard utilisées dans la fabrication du béton. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La forte porosité du gravier recyclé augmente sa capacité d'absorption d'eau, réduisant ainsi le maintien de l'ouvrabilité du BAP frais.
- Le BAP-GN contenant de la poudre de coquille présente un indice de ségrégation élevé, similaire à ce qui a été observé avec le BAP-GN contenant du calcaire dans une précédente étude (Guessoum et al., 2023).
- Le gravier recyclé n'affecte pas les résistances à la compression du BAP.
- L'utilisation du CEMII affecte légèrement le comportement mécanique à 28 jours sans changer la classe de résistance. Cela encourage à éviter l'utilisation du CEMI.

La présente étude consacrée au comportement rhéologique et aux performances physico-mécaniques des BAPs contenant de la poudre de coquille et des graviers recyclés a donné des résultats

intéressants. Cependant, elle doit être complétée par des caractérisations plus poussées, notamment des essais de durabilité, tels que le comportement au gel-dégel et la carbonatation.

V. REFERENCES

AFPC-AFREM, J.T., 1997. Durabilité des Bétons : Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité. Toulouse, France.

Alaloul, W.S., Musarat, M.A., Rabbani, M.B.A., Iqbal, Q., Maqsoom, A., Farooq, W., 2021. Construction sector contribution to economic stability: Malaysian GDP distribution. Sustainability 13, 5012.

Alqarni, A.S., Abbas, H., Al-Shwikh, K.M., Al-Salloum, Y.A., 2021. Treatment of recycled concrete aggregate to enhance concrete performance. Constr Build Mater 307, 124960. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124960

Arabi, N., Berredjem, L., 2011. Valorisation des déchets de démolition comme granulats pour bétons. Environnement, Ingénierie & Développement.

Boukhelkhal, A., Azzouz, L., Belaidi, A.S.E., Benabed, B., 2012. Influence de la poudre de marbre sur les propriétés des bétons autoplaçants à l'état frais. 1st International Conference on Civil Engineering.

De Andrade Salgado, F., de Andrade Silva, F., 2022. Recycled aggregates from construction and demolition waste towards an application on structural concrete: A review. Journal of Building Engineering 52, 104452.

De Chalendar, P.-A., 2021. Les principaux enjeux du secteur de la construction, in: Annales Des Mines-Réalités Industrielles. Cairn/Softwin, pp. 89–91.

Déchets du bâtiment, 2020. Ministère de la Transition Écologique et de la Cohésion des Territoires. URL https://www.ecologie.gouv.fr/dechets-du-batiment (accessed 2.5.24).

Du, Y., Zhao, Z., Xiao, Q., Shi, F., Yang, J., Gao, P., 2021. Experimental study on the mechanical properties and compression size effect of recycled aggregate concrete. Materials 14, 2323.

Duan, Z.H., Poon, C.S., 2014. Properties of recycled aggregate concrete made with recycled aggregates with different amounts of old adhered mortars. Mater Des 58, 19–29.

Fernández-Penas, R., Verdugo-Escamilla, C., Triunfo, C., Gärtner, S., D'Urso, A., Oltolina, F., Follenzi, A., Maoloni, G., Cölfen, H., Falini, G., Gómez-Morales, J., 2023. A sustainable one-pot method to transform seashell waste calcium carbonate to osteoinductive hydroxyapatite micro-nanoparticles. J. Mater. Chem. B 11, 7766–7777. https://doi.org/10.1039/D3TB00856H

Garcia-Diaz, E., Djerbi, A., Le Saout, G., 2018. Microstructure du béton recyclé. Le béton recyclé 193–210.

Gómez-Soberón, J.M. V, 2002. Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate: An experimental study. Cem Concr Res 32, 1301–1311.

Gonçalves, P., Brito, J. de, 2010. Recycled aggregate concrete (RAC)–comparative analysis of existing specifications. Magazine of Concrete Research 62, 339–346.

Grdic, Z.J., Toplicic-Curcic, G.A., Despotovic, I.M., Ristic, N.S., 2010. Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate. Constr Build Mater 24, 1129–1133.

Guessoum, M., Boukhelf, F., Khadraoui, F., 2023. Full Characterization of Self-Compacting Concrete Containing Recycled Aggregates and Limestone. Materials 16, 5842.

Hector Cuadrado Rica, 2017. Étude du comportement de bétons de coproduits coquilliers pour une utilisation en récifs artificiels. Doctoral dissertation, Université de Caen Normandie, Caen.

Ikeda, T., Yamane, S., Sakamoto, A., 2023. Strengths of concrete containing recycled concrete aggregate, in: Demolition Reuse Conc Mason V2. CRC Press, pp. 585–594.

Jadon, S., Kumar, S., 2023. Stone dust and recycled concrete aggregates in concrete construction: An efficient way of sustainable development. Mater Today Proc. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.04.221

Kwan, W.H., Ramli, M., Kam, K.J., Sulieman, M.Z., 2012. Influence of the amount of recycled coarse aggregate in concrete design and durability properties. Constr Build Mater 26, 565–573.

Layachi, B., Molez, L., Nourredine, A., 2019. Influence de la nature des granulats recyclés sur les propriétés des bétons, in: 37e Rencontres Universitaires de Génie Civil-Vers Des Ouvrages Intelligents.

Liao, Y., Fan, J., Li, R., Da, B., Chen, D., Zhang, Y., 2022. Influence of the usage of waste oyster shell powder on mechanical properties and durability of mortar. Advanced Powder Technology 33, 103503. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.apt.2022.103503

Limbachiya, M., Meddah, M.S., Ouchagour, Y., 2012. Use of recycled concrete aggregate in fly-ash concrete. Constr Build Mater 27, 439–449.

Malazdrewicz, S., Adam Ostrowski, K., Sadowski, Ł., 2023. Self-compacting concrete with recycled coarse aggregates from concrete construction and demolition waste – Current state-of-the art and perspectives. Constr Build Mater 370, 130702. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130702

Manzi, S., Mazzotti, C., Bignozzi, M.C., 2017. Self-compacting concrete with recycled concrete aggregate: Study of the long-term properties. Constr Build Mater 157, 582–590.

Martínez-García, C., González-Fonteboa, B., Martínez-Abella, F., Carro- López, D., 2017. Performance of mussel shell as aggregate in plain concrete. Constr Build Mater 139, 570–583. https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2016.09.091

Neeraja, V.S., Sharma, V., 2023. An overview of fresh and mechanical properties of recycled coarse aggregate self-compacting concrete. Mater Today Proc.

NF EN 1097-6, 2022. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats — Partie 6 : détermination de la masse volumique et du coefficient d'absorption d'eau.

NF EN 12350-8, 2019. Essais pour béton frais — Partie 8 : Béton auto-plaçant — Essai d'étalement au cône.

NF EN 12350-11, 2010. Essai pour béton frais— Partie 11 : Béton auto-plaçant — Essai de stabilité au tamis.

NF EN 12390-3, 2019. Essais pour béton durci — Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes.

NF P 18-459, 2022. Béton — Essai pour béton durci — Essai de porosité et de masse volumique.

Ollivier, J.P., Torrenti, J.M., 2008. La structure poreuse des bétons et les propriétés de transfert, La durabilité des bétons. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Sous la direction de Jean-Pierre Ollivier et Angélique Vichot.

Rabehi, R., Rabehi Mohamed, Omrane, M., 2021. Apport de fibre métallique sur les caractéristiques du béton autoplaçant a l'état durci à base de gravier de béton recyclé.

Rozière, E., Bendimerad, A.Z., Souche, J.-C., Devillers, P., Salgues, M., Loukili, A., Garcia-Diaz, E., 2018. Béton recyclé au jeune âge. Le béton recyclé 792-p.

Souche, J.-C., Salgues, M., Devilliers, P., Eric, G.-D., 2015. Influence du degré de saturation initial des granulats recyclés sur les caractéristiques de la pâte cimentaire à l'état frais: conséquences sur les propriétés du béton recyclé, in: NOMAD 2015.

Tayeh, B.A., Hasaniyah, M.W., Zeyad, A.M., Yusuf, M.O., 2019. Properties of concrete containing recycled seashells as cement partial replacement: A review. J Clean Prod 237, 117723.

Tejas, S., Pasla, D., 2023. Assessment of mechanical and durability properties of composite cement-based recycled aggregate concrete. Constr Build Mater 387, 131620.

Zeghad Mohamed, 2018. Recyclage des déchets inorganiques dans les nouveaux bétons : bétons autoplaçants (BAP), bétons fibrés ultra-hautes performances (BFUHP).

Résistivité électrique spectrale de BTC non stabilisés à base de sédiments de dragage - effet de la contrainte de compaction

Sarah NASSAR[1], Zoubir Mehdi SBARTAÏ [1], Jacqueline SALIBA[2], Nadia SAIYOURI[1]

[1] *Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, 33405 Talence, France*

[2] *College of Engineering and Technology, American University of the Middle East, Egaila, 54200, Kuwait*

RESUME Dans l'optique d'une construction plus écologique, les blocs de terre comprimée (BTC) sont de plus en plus recherchés. Ils assurent une économie d'énergie et présentent des avantages par rapport aux autres éléments de maçonnerie (matériaux naturels, réutilisables, etc.). Dans cette étude, des BTC sont fabriqués à base de sédiments de dragage afin d'investiguer la possibilité de leur valorisation dans le domaine des matériaux de construction. Une évaluation non destructive des BTC permet de retrouver de manière qualitative les caractéristiques des blocs sans les endommager. Cette approche peut également être utilisée de manière corrélative afin d'inférer d'autres caractéristiques physiques. La résistivité électrique spectrale des BTC non stabilisés fabriqués à différentes pressions de compactage est mesurée. Le suivi temporel montre l'impact du degré de saturation des blocs sur les mesures. Plusieurs paramètres comme la contrainte de compaction, le séchage et la fréquence du signal peuvent influencer les résultats et des précautions doivent être prises pour éviter toute perturbation due au montage et aux conditions de l'essai.

Mots-clefs bloc de terre comprimée, sédiments, résistivité électrique

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Le secteur de la construction cherche de plus en plus à réduire l'impact environnemental des matériaux conventionnels et à considérer des solutions alternatives plus écologiques. Les constructions en terre existent depuis plusieurs années mais ont récemment gagné de l'intérêt grâce à leurs nombreux avantages. Entre autres, les blocs de terre comprimée (BTC) sont des éléments de maçonnerie à base de terre. La maçonnerie est couramment utilisée dans la construction (Sathiparan et al., 2023) et pourrait être en pierre, en briques cuites, en blocs de ciment, etc. Les BTC sont des briques crues à base de terre, ne nécessitant pas d'énergie de fabrication importante telle que celle consommée pour la cuisson à haute température, allant jusqu'à 1000°C (Adazabra et al., 2023), des briques cuites ou celle due à la fabrication du ciment (Nhuchhen et al., 2021). En outre, les BTC assurent un confort thermique à l'habitation et absorbent dix fois plus d'humidité que les briques cuites, permettant ainsi une économie d'énergie (Pacheco-Torgal and Jalali, 2012). Les BTC sont un

mélange de terre et d'eau compacté et pouvant contenir des stabilisants. Quant au compactage, il peut être dynamique ou statique et la pression peut avoir une influence sur la performance du bloc. Taallah et al. (Taallah et al., 2014) ont trouvé une meilleure résistance à la compression pour une augmentation de la pression de compactage. D'autre part, la terre utilisée dans la fabrication des blocs pourrait être une terre locale ou même des sédiments dragués ou une combinaison des deux. Serbah et al. (Serbah et al., 2018) ont réutilisé des sédiments d'un barrage en Algérie, mélangés avec du sable naturel, pour la fabrication de BTC. Mymrin et al. (Mymrin et al., 2017) ont valorisé des sédiments portuaires au Brésil et Larbi et al. (Larbi et al., 2021) des sédiments portuaires en Algérie pour confectionner des BTC. En effet, pour maintenir l'activité des ports, des opérations de dragage sont nécessaires et produisent de grandes quantités de sédiments. En France, avec l'évolution de la réglementation sur le dragage, des voies de réutilisation doivent être prêtes pour que les sédiments soient considérés comme une ressource pour les constructions en terre (Hamer and Karius, 2002).

La caractérisation des BTC consiste à investiguer les propriétés mécaniques et hygrothermiques et la durabilité qui s'avèrent des paramètres clés pour l'usage d'un matériau en construction. Ces essais consistent à imposer des contraintes jusqu'à la rupture ou des expositions à des conditions sévères ou pour de longues durées. En revanche, les résultats des essais non destructifs peuvent être des indicateurs rapides de la qualité des blocs sans les endommager. Teixeira et al. (Teixeira et al., 2020) ont caractérisé leur BTC par des essais de Résistivité Electrique (RE) et de vitesse d'impulsion ultrasonique (UPV) et ont trouvé des résultats cohérents avec l'essai d'absorption capillaire qui révèle la porosité du matériau. En effet, ces deux essais non destructifs donnent une idée sur la porosité, l'humidité du matériau voire son état d'endommagement (fissuration). De même, Raavi et Tripura (Raavi and Tripura, 2021) ont trouvé une bonne corrélation entre la résistance à la compression et les résultats de l'UPV qu'ils trouvent utile pour la prédiction de la résistance de leurs blocs en pisé. Sathiparan et al. (Sathiparan et al., 2023) ont fait une revue bibliographique sur les corrélations de RE et UPV avec la résistance à la compression du béton et proposent des modèles empiriques pour les BTC stabilisés avec du ciment. Ils confirment de même l'efficacité de ces méthodes pour l'évaluation qualitative de la performance des blocs.

Dans cet article, des blocs de terre comprimée fabriqués à base de sédiments de dragage sont caractérisés de manière non destructive par l'essai RE spectral (balayage en fréquences). En particulier, l'effet de la pression de compactage de blocs non stabilisés est étudié. Les mesures sont réalisées le jour de fabrication des blocs avec un suivi de l'évolution de la RE avec le temps.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Blocs de terre comprimée

Les blocs de terre comprimée sont à base de sédiments de dragage prélevés du port d'Audenge situé sur le bassin d'Arcachon au sud-ouest de la France. Le tableau 1 présente les caractéristiques granulométriques et limites d'Atterberg du sol investiguées au laboratoire (Nassar et al., 2023).

Des blocs cubiques de 10 cm de côté sont fabriqués à l'aide d'une presse hydraulique assurant un compactage statique. Une teneur en eau de 18% est trouvée optimale pour correspondre à une densité maximale du bloc. Des blocs non stabilisés de pressions de compactage de 2, 6 et 10 MPa sont fabriqués. Trois éprouvettes de chaque pression sont confectionnées. Les blocs sont conservés

dans une salle conditionnée à une température de 20°C et une humidité relative de 50%. Le tableau 2 montre des propriétés des BTC fabriqués.

TABLEAU 1. Caractéristiques des sédiments

Caractéristiques	Propriétés	Sédiments d'Audenge
Granulométrie (NF EN ISO 17892–4)	Gravier (%)	2,7
	Sable (%)	50,9
	Limon (%)	23,2
	Argile (%)	23,2
Limites d'Atterberg (NF EN ISO 17892-12)	Limite de liquidité (%)	36
	Limite de plasticité (%)	26
Argilosité	Indice de plasticité (%) (NF EN ISO 17892-12)	10
	Valeur de bleu de méthylène VBS (g/100g sol) (NF EN 17542-3)	2,6

TABLEAU 2. Propriétés des BTC non stabilisés

Pression de compactage	Masse volumique sèche (g/cm^3)	Résistance à la compression moyenne (MPa)
2 MPa	1,6	1,7
6 MPa	1,7	3,0
10 MPa	1,8	3,3

B. Résistivité électrique

La résistivité électrique, notée (ρ), est mesurée à l'aide d'un analyseur d'impédance de fréquence variable de quelques Hz à 5 MHz. Elle est évaluée pour les BTC dès leur fabrication et son évolution avec le temps est étudiée. Il s'agit de mesurer la résistance électrique du matériau au passage d'un courant alternatif (R) pour une fréquence (f) et de calculer la résistivité à une fréquence selon l'équation (1) où A est l'aire de la section du matériau et L est sa longueur séparant les deux plaques de mesure qui représentent des électrodes. La résistivité est exprimée en [Ω.m].

$$\rho\,(f) = \frac{R\,(f) \times A}{L} \tag{1}$$

Le principe de mesure de la résistance est d'appliquer une tension sinusoïdale et de mesurer l'intensité du courant qui en résulte. La réponse de l'échantillon à différentes fréquences est étudiée, allant de 10 kHz jusqu'à 5 MHz. En effet, la fréquence du signal a une influence significative sur les mesures (Cosoli et al., 2020).

La méthode de mesure choisie est uniaxiale et le montage est montré dans la figure 1. Elle est effectuée dans la direction perpendiculaire à celle du compactage. Le bloc est placé entre deux plaques métalliques assurant le passage du courant et couvertes d'en haut et d'en bas par des pièces en bois. Une éponge humide, ayant une épaisseur de quelques millimètres, est placée entre l'échantillon et la plaque (Ghosh and Tran, 2015; Hou et al., 2017) avec une pression extérieure imposée pour assurer un bon contact avec les plaques. Comme la pression de serrage du montage

pourrait affecter les mesures (Newlands et al., 2008), une masse fixe de 3kg est placée sur le haut pour une meilleure répétabilité.

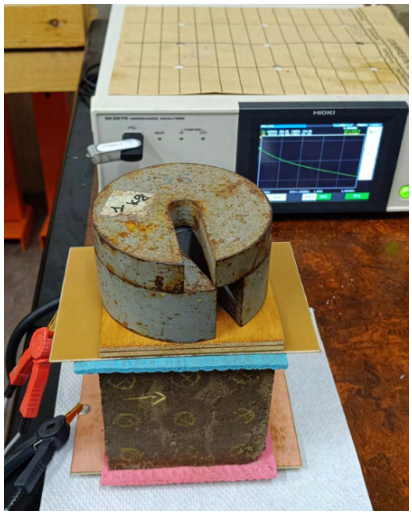


FIGURE 1. Montage de mesure

Des fréquences supérieures à 1 kHz sont recommandées (Cosoli et al., 2020; Hou et al., 2017) pour éviter l'effet d'alignement des dipôles, notamment dans le cas de matériaux anisotropes. Ajoutons que le choix de la fréquence devrait aussi être adapté à l'échantillon et sa composition. Par exemple, la conductivité des fibres de fer est visible pour des hautes fréquences (Berrocal et al., 2018). A noter que des fréquences ne dépassant pas des centaines de mégahertz sont conseillées pour empêcher des phénomènes indésirables de perturbations et de tensions de mode parasite (Cosoli et al., 2020).

Il est important de mentionner que les valeurs de résistance sont largement dépendants de la température et de l'humidité relative (Su et al., 2022). En effet, l'augmentation de l'humidité engendre plus d'eau dans le matériau ce qui facilite le passage du courant. Quant à la température, son augmentation favorise le déplacement des ions chargés et par conséquent réduit la résistivité du matériau. Afin de minimiser ces effets externes et d'éviter leurs fluctuations, les mesures sont réalisées dans la salle de conservation des éprouvettes (température de 20°C et humidité relative de 50%).

III. RESULTATS

Les résultats de résistivité sont présentés dans la figure 2 où trois fréquences du signal électrique sont retenues pour comparaison : 10 kHz, 2 MHz et 5 MHz.

La figure 2a présente les résistivités des BTC le jour même de leur fabrication. On remarque que l'augmentation de la pression de compactage entraine une augmentation de la résistivité pour chacune des fréquences présentées. Une meilleure résistivité révèle un matériau plus dense avec une porosité moins importante. En effet, pour un même volume final, la masse de terre compactée par des pressions plus importantes sera plus grande. De plus, le bloc étant humide le jour de fabrication, la présence de l'eau dans les porosités facilitera le passage du courant.

D'autre part, après 10 jours de conservation des éprouvettes, les mesures montrent des tendances assez différentes, comme présenté dans la figure 2b. On se rend compte qu'avec une pression de compactage plus importante, la résistivité est de moins en moins importante, ce qui est exactement l'inverse de ce qui a été trouvé au départ.

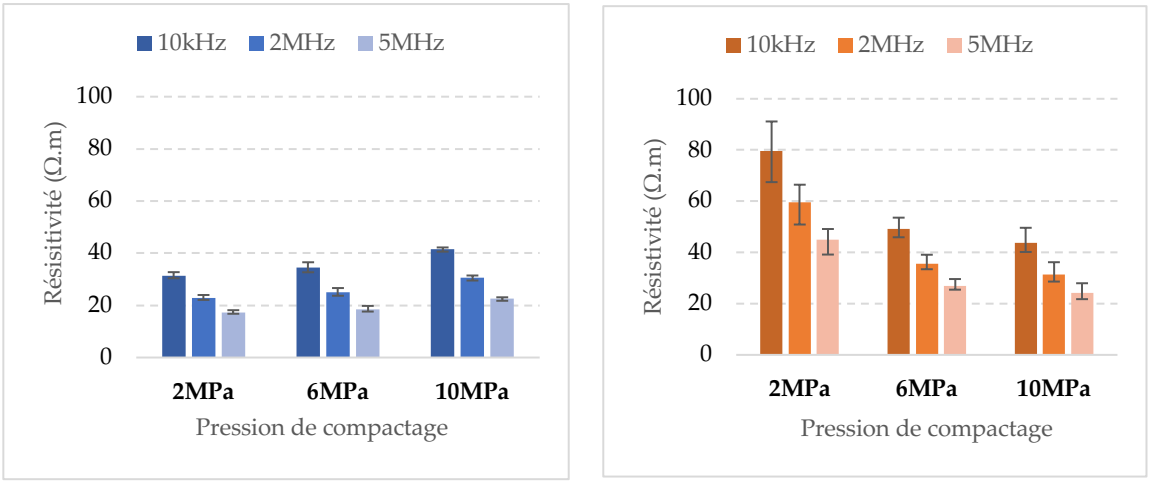


FIGURE 2. Résistivité des BTC a) le jour de leur fabrication et b) 10 jours après fabrication

En effet, pendant ces 10 jours, les éprouvettes ont séché et ont donc perdu une quantité d'eau interstitielle qui comblait la porosité, en plus des fissurations qui se forment. Concrètement, les blocs ont connu une perte de leur masse. L'eau qui était un bon conducteur s'est partiellement ou complètement évaporée et le matériau présente une résistivité plus élevée. Les blocs à faible compactage présentent une porosité plus importante et par suite la perte d'eau a affecté leurs propriétés de manière plus importante. Ceci explique le fait que la résistivité des blocs compactés à 2 MPa a largement augmenté, passant de 17 Ω.m pour la fréquence de 5 MHz à 45 Ω.m après 10 jours, soit environ 2.5 fois la valeur de départ. Ceux compactés à 6 MPa sont passés de 19 à 27 Ω.m, soit une augmentation de 1.4 fois. Alors que les blocs ayant une pression de compactage de 10 MPa ont connu une augmentation de 22 à 24 Ω.m.

La porosité des blocs est aussi montrée par les valeurs de masse volumique et résistance à la compression montrées dans le tableau 2. Ces valeurs sont corrélées étant donné que la présence d'une plus grande porosité entraine plus de vides dans le bloc qui sera alors moins dense et par la suite moins résistant. D'après le tableau 2, les blocs compactés à 2 MPa sont moins denses et moins résistants que ceux compactés à 10 MPa, révélant ainsi une porosité plus importante.

L'évolution de la résistivité est suivie pendant dix jours et la figure 3 montre les résultats pour une fréquence du signal de 5 MHz. Les allures des courbes sont les mêmes pour toutes les fréquences avec une différence de valeurs comme montré dans la figure 2. La perte de masse progressive des blocs par séchage se traduit par une évolution de leur conductivité électrique petit à petit au cours du temps comme dans la figure 3 pour chacune des pressions de compactage. En effet, comme ces blocs ne sont pas stabilisés, il n'y a pas de réaction chimique en cours comme la réaction d'hydratation du ciment (Sathiparan et al., 2023) ou autres. Les valeurs de résistivité globale obtenues varient entre 20 et 45 Ω.m. Typiquement, pour un béton, les valeurs varient entre 10 Ω.m s'il est saturé et arrive jusqu'à 10^6 Ω.m quand il est sec (Azarsa and Gupta, 2017). Palacky (Palacky,

1988) présente les résistivités de plusieurs couches géologiques et montre une résistivité comprise entre 10 et 100 Ω.m pour les argiles et qui augmentent de plus en plus avec le sol grossier. Hou et al. (Hou et al., 2017) ont étudié l'effet de la taille d'agrégats dans son béton sur la résistivité. Pour un mortier, une résistivité de 33 Ω.m est obtenue et augmente à 49 Ω.m avec 30% d'agrégats.

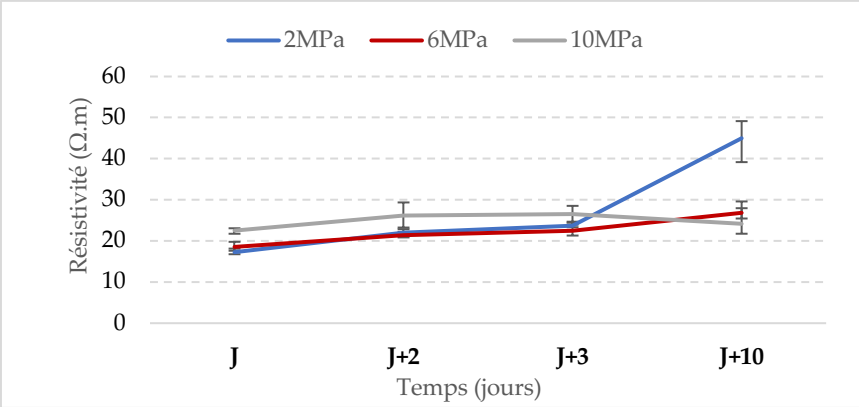


FIGURE 3. Evolution de la résistivité des blocs au cours du temps pour une fréquence de 5 MHz

D'autre part, s'agissant de blocs de terre, il faut être vigilant quant à la comparaison des valeurs à d'autres sols. En effet, en plus des paramètres déjà mentionnés, la résistance est aussi fonction de la taille des particules et de la fraction argileuse du sol. Sathiparan et al. (Sathiparan et al., 2023) ont testé trois types de sol et ont trouvé une résistivité moins importante pour le sol comportant le plus de particules fines. Etant à base de sédiments marins, la composition des blocs étudiés est alors encore plus complexe. La présence de sels qui constituent une force ionique dans ces sols affecte la résistivité (Tang et al., 2018). De plus, les sédiments peuvent contenir des traces de métaux pouvant également influencer cette résistivité de manière plus limitée. Des essais de caractérisation minéralogique (spectroscopie à dispersion d'énergie (EDS) et diffraction de rayons X (DRX)) sur les sédiments de cette étude ont confirmé la présence d'une variété de minéraux argileux comme la smectite et la muscovite et des ions comme le calcium, le sodium et le potassium (Nassar et al., 2023). En effet, la matrice argileuse a un impact important sur la résistivité du fait des charges électriques naturellement présentes à la surface des feuillets argileux en plus de leurs très petites dimensions qui affecte la taille des pores. Toutefois, il ne faut pas oublier l'importance de l'effet de la distribution de la porosité, des connections entre les pores et de la tortuosité (Tang et al., 2018). Il serait aussi intéressant d'effectuer les mesures dans la direction de compactage (Teixeira et al., 2020) afin d'inspecter le caractère isotrope du bloc.

Concernant l'effet de la fréquence du signal qui a visiblement impacté les valeurs de la résistivité. Prenons l'exemple des mesures le jour de fabrication, montré dans la figure 4. La résistivité obtenue pour les faibles fréquences est plus importante d'environ 1,8 fois que la résistivité de la fréquence maximale (5 MHz) étudiée dans le cadre de ces essais. Ceci est observé pour les trois pressions de compactage et pour toutes les mesures sur les dix jours de séchage. On pourrait dire que les résultats sont surestimés suite à une polarisation au niveau des interfaces. Une accumulation de charges peut se produire à l'interface entre les plaques et l'échantillon ce qui pourrait affecter les

mesures et les surestimer. Pour éviter ces influences, la méthode de mesure par sonde quatre pointes pourrait être envisagée en perspectives (Cosoli et al., 2020) pour minimiser les erreurs liées au contact électrique.

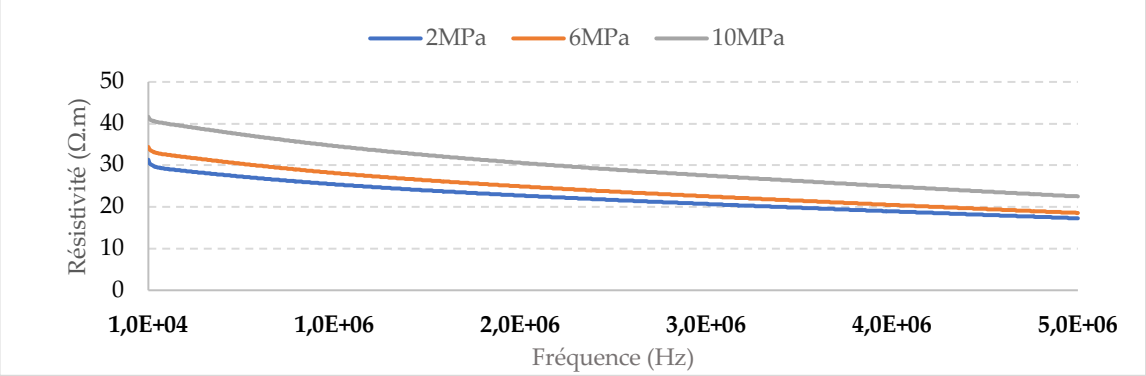


FIGURE 4. Variation de la résistivité des blocs le jour de fabrication en fonction de la fréquence

IV. CONCLUSION

En conclusion, la résistivité électrique d'un matériau est une mesure non destructive qui permet de révéler plusieurs caractéristiques mais aussi de les corréler à d'autres propriétés du matériau notamment de durabilité (exemple porosité) et de résistance mécanique. Il existe plusieurs configurations de mesure qu'il faut adapter au matériau étudié. La résistivité permet d'évaluer qualitativement la minéralogie, la porosité, la teneur en eau, voire l'état de fissuration du matériau, etc. Toutefois, elle peut être affectée par des paramètres externes comme la température, l'humidité relative et des incertitudes de mesure. Dans cet article, la résistivité électrique des BTC est étudiée et les effets de la pression de compactage, du séchage et de la fréquence du signal sont discutés. Une pression de compactage importante résulte en des blocs présentant une meilleure résistivité à l'état saturé. En revanche, dans des conditions sèches, on observe l'effet inverse. La fréquence du signal influence également les mesures, avec une possible surestimation des résistivités due à l'accumulation de charges à l'interface de mesure.

Une évaluation de la résistivité dans la direction de compactage pourrait aussi être intéressante et servir de comparaison. Dans la suite des travaux, une prospection aux ultrasons sera également étudiée et une corrélation avec les résultats de porosité au mercure ainsi qu'avec ceux de l'absorption capillaire et de la résistance à la compression sera réalisée.

REFERENCES

Adazabra, A.N., Viruthagiri, G., Foli, B.Y., 2023. Evaluating the technological properties of fired clay bricks incorporated with palm kernel shell. J. Build. Eng. 72, 106673. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.106673

Azarsa, P., Gupta, R., 2017. Electrical Resistivity of Concrete for Durability Evaluation: A Review. Adv. Mater. Sci. Eng. 2017, e8453095. https://doi.org/10.1155/2017/8453095

Berrocal, C.G., Hornbostel, K., Geiker, M.R., Löfgren, I., Lundgren, K., Bekas, D.G., 2018. Electrical resistivity measurements in steel fibre reinforced cementitious materials. Cem. Concr. Compos. 89, 216–229. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.03.015

Cosoli, G., Mobili, A., Tittarelli, F., Revel, G.M., Chiariotti, P., 2020. Electrical Resistivity and Electrical Impedance Measurement in Mortar and Concrete Elements: A Systematic Review. Appl. Sci. 10, 9152. https://doi.org/10.3390/app10249152

Ghosh, P., Tran, Q., 2015. Influence of parameters on surface resistivity of concrete. Cem. Concr. Compos. 62, 134–145. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.06.003

Hamer, K., Karius, V., 2002. Brick production with dredged harbour sediments. An industrial-scale experiment. Waste Manag. 22, 521–530. https://doi.org/10.1016/S0956-053X(01)00048-4

Hou, T.-C., Nguyen, V.K., Su, Y.-M., Chen, Y.-R., Chen, P.-J., 2017. Effects of coarse aggregates on the electrical resistivity of Portland cement concrete. Constr. Build. Mater. 133, 397–408. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.044

Larbi, S., Khaldi, A., Maherzi, W., Abriak, N.-E., 2021. Formulation of Compressed Earth Blocks Stabilized by Glass Waste Activated with NaOH Solution. Sustainability 14, 102. https://doi.org/10.3390/su14010102

Mymrin, V., Stella, J.C., Scremim, C.B., Pan, R.C.Y., Sanches, F.G., Alekseev, K., Pedroso, D.E., Molinetti, A., Fortini, O.M., 2017. Utilization of sediments dredged from marine ports as a principal component of composite material. J. Clean. Prod. 142, 4041–4049. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.10.035

Nassar, S., Saliba, J., Saiyouri, N., 2023. Investigation of the possible valorization of dredged sediments in compressed earth blocks. Mater. Today Proc. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.06.164

Newlands, M.D., Jones, M.R., Kandasami, S., Harrison, T.A., 2008. Sensitivity of electrode contact solutions and contact pressure in assessing electrical resistivity of concrete. Mater. Struct. 41, 621–632. https://doi.org/10.1617/s11527-007-9257-6

NF EN 17542-3, 2022.

NF EN ISO 17892–4, 2018.

NF EN ISO 17892-12, 2018.

Nhuchhen, D.R., Sit, S.P., Layzell, D.B., 2021. Alternative fuels co-fired with natural gas in the pre-calciner of a cement plant: Energy and material flows. Fuel 295, 120544. https://doi.org/10.1016/j.fuel.2021.120544

Pacheco-Torgal, F., Jalali, S., 2012. Earth construction: Lessons from the past for future eco-efficient construction. Constr. Build. Mater. 29, 512–519. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.10.054

Palacky, G.J., 1988. Resistivity characteristics of geologic targets. Electromagn. Methods Appl. Geophys. 1, 52–129.

Raavi, S.S.D., Tripura, D.D., 2021. Ultrasonic pulse velocity and statistical analysis for predicting and evaluating the properties of rammed earth with natural and brick aggregates. Constr. Build. Mater. 298, 123840. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123840

Sathiparan, N., Jayasundara, W.G.B.S., Samarakoon, K.S.D., Banujan, B., 2023. Prediction of characteristics of cement stabilized earth blocks using non-destructive testing: Ultrasonic pulse velocity and electrical resistivity. Materialia 29, 101794. https://doi.org/10.1016/j.mtla.2023.101794

Serbah, B., Abou-Bekr, N., Bouchemella, S., Eid, J., Taibi, S., 2018. Dredged sediments valorisation in compressed earth blocks: Suction and water content effect on their mechanical properties. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.043

Su, T., Wu, J., Zou, Z., Wang, Z., Yuan, J., Yang, G., 2022. Influence of environmental factors on resistivity of concrete with corroded steel bar. Eur. J. Environ. Civ. Eng. 26, 1229–1242. https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1670265

Taallah, B., Guettala, A., Guettala, S., Kriker, A., 2014. Mechanical properties and hygroscopicity behavior of compressed earth block filled by date palm fibers. Constr. Build. Mater. 59, 161–168. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.058

Tang, C.-S., Wang, D.-Y., Zhu, C., Zhou, Q.-Y., Xu, S.-K., Shi, B., 2018. Characterizing drying-induced clayey soil desiccation cracking process using electrical resistivity method. Appl. Clay Sci. 152, 101–112. https://doi.org/10.1016/j.clay.2017.11.001

Teixeira, E.R., Machado, G., De Adilson, P., Jr., Guarnier, C., Fernandes, J., Silva, S.M., Mateus, R., 2020. Mechanical and thermal performance characterisation of compressed earth blocks. Energies 13. https://doi.org/10.3390/en13112978

Substituer le ciment par des cendres de balles de riz en construction routière

Guy Oyéniran ADEOTI[1], Marx Ferdinand AHLINHAN[1], Peace Sèna HOUNKPE[1], Joël Arsène Mahougnon CAKPO[1], Eric Adéchina ALAMOU [1], Edmond Codjo ADJOVI [1]

[1] Laboratoire d'Essais et d'Études en Génie Civil (L2EGC), Département de Génie Civil, Ecole Nationale Supérieure des Travaux publiques, Université Nationale des Sciences, Technologies, Ingénierie et Mathématiques, Goho Abomey, 2282 Goho, République du Bénin

RESUME Cette étude examine la faisabilité d'améliorer les propriétés mécaniques d'un sol latéritique en incorporant un mélange de ciment Portland ordinaire (OPC) et de cendres de balles de riz (RHA) dans la construction routière. Après la caractérisation géotechnique de la grave latéritique, des essais de compactage Proctor et l'indice de portance californien (CBR) sur des échantillons de sol sont traités avec du ciment ont permis de définir le dosage optimal de 5 %. Les valeurs de résistance en compression et d'indice CBR après immersion sont respectivement 1,93 MPa et 210 %. Ensuite, pour réduire la teneur en ciment, des cendres de balles de riz (RHA) sont ajoutées dans le mélange ciment-sol, en ne dépassant pas 30 % du poids sec du ciment. Les proportions retenues sont de 4 % de ciment + 1 % de cendre et 3,5 % de ciment + 1,5 % de cendre. Ce dernier fournit la meilleure résistance en compression de 2,03 MPa, avec un CBR de 217 %. Enfin, une modélisation réalisée avec le logiciel Alizé-LCPC confirme que le matériau retenu peut être efficacement utilisé comme couche de fondation pour les chaussées.

ABSTRACT This study explores the feasibility of enhancing the mechanical properties of lateritic soil by incorporating a blend of ordinary Portland cement (OPC) and rice husk ashes (RHA). Following the initial characterization of the laterite Proctor compaction tests, and California Bearing Ratio (CBR) tests on soil samples indicate that the optimal dosage of 5% cement exhibits the highest values of compressive strength and CBR after immersion, namely 1.93 MPa and 210%, respectively. Subsequently, the study focuses on integrating rice husk ashes into the cement-soil mixture, ensuring not to exceed 30% of the cement's dry weight. The selected proportions are 4% cement + 1% ash and 3.5% cement + 1.5% ash. The last give the best strength of 2.03 MPa, with a CBR of 217%. Finally, modeling performed using Alizé-LCPC software confirms the suitability of the chosen material as an effective pavement sub-base layer.

Mots-clefs Cendres de balles de riz (RHA), Ciment Portland (OCP), Grave latéritique, Stabilisation du sol, Traitement et Caractérisation du sol

Key-words Rice Husk Ash (RHA), Portland Cement, Lateritic Soil, Soil Stabilization, Soil Treatment and Characterization

I. INTRODUCTION

La réduction des émissions de GES constitue une préoccupation majeure dans la lutte contre le changement climatique. De nombreux pays ont ainsi adopté des politiques et des mesures visant à

réduire ces émissions, en favorisant notamment la transition vers des sources d'énergie renouvelable, en améliorant l'efficacité énergétique et en promouvant les transports durables et les pratiques agricoles respectueuses de l'environnement. Il est essentiel de noter que la plupart des projets de recherche et d'innovation sont actuellement axés sur le développement de solutions visant à minimiser la production de GES, en particulier le dioxyde de carbone (CO_2).

Dans le secteur du génie civil, la production de ciment par les industries de fabrication et le secteur de la construction constitue la principale source d'émissions de CO_2. En effet le ciment est devenu un constituant incontournable pour construire. Face à ce constat, des recherches sont actuellement menées pour explorer des alternatives au ciment, en se concentrant notamment sur des matériaux recyclables d'origine naturelle, tels que la cendre de balles de riz.

Des études ont montré que les cendres de balles de riz (RHA) peuvent contenir entre 84 et 97 % de silice, présenter ainsi une réactivité pouzzolanique élevée. En ajout et/ou en substitution dans les ciments Portland, les RHA permettent d'améliorer les propriétés mécaniques des bétons ordinaires. Au fil des années, la recherche s'est étendue au domaine des chaussées, explorant les possibilités d'utilisation des cendres de balles de riz dans les couches de chaussée.

La question de savoir si la cendre de balles de riz (RHA) pourrait réduire l'utilisation du ciment dans la construction routière est le principal sujet d'étude de cette enquête. Le travail de recherche se concentre sur l'évaluation de l'utilisation de la cendre de balles de riz en tant que matériau pouzzolanique, en envisageant son remplacement partiel ou total du ciment dans le traitement des graves latéritiques pour la construction routière. Son usage permettrait en réduisant la quantité de ciment à utiliser et à produire de diminuer les coûts de construction des ouvrages routiers. Sur le plan environnemental, outre la réduction des GES, leur utilisation contribue à limiter leur rejet ou leur abandon dans la nature, où elles ne sont pas valorisées.

Cette étude vise à évaluer les performances d'un mélange constitué de graves latéritiques (avec et sans ciment) et cendres de balles de riz dans des proportions adaptées à la construction des assises de chaussée. Les résultats de cette recherche serviront de base pour modéliser le comportement des graves latéritiques traitées avec du ciment et des cendres de balles de riz (RHA) dans les couches d'assise des chaussées. Une fois ce comportement maîtrisé, ce traitement pourrait être adopté pour la construction routière, en réduisant la quantité de ciment à mettre en œuvre.

Les premières recherches se sont penchées sur l'évaluation des propriétés de la cendre de riz en tant que substitut au ciment (Habeeb, G. A et al, 2010). Botchway et al. 2020, ont établi le pourcentage optimal de concentration en cendres de riz ghanéen (RHA) pour remplacer partiellement le ciment Portland ordinaire (OPC) afin d'améliorer la résistance à la compression du béton. Par ailleurs, Raheliarimanana et al. 2018., ont identifié que les cendres de balles de riz contiennent principalement entre 84 et 97 % de silice, présentant ainsi une réactivité pouzzolanique élevée, et peuvent être utilisées comme matériau de remplissage pouzzolanique dans les ciments Portland pour améliorer les propriétés mécaniques des bétons ordinaires, tout comme les cendres volantes ou les fumées de silice (Raheliarimanana, L. E. S. et al., 2018). Les études ont également noté que les particules de RHA sont significativement plus fines que celles du ciment. Au fil du temps, la recherche s'est étendue au domaine des chaussées.

En 2013, Ş. Sargin et al., ont réalisé des investigations montrant que les cendres de balles de riz peuvent être utilisées comme matériaux de remplissage d'origine minérale dans les mélanges de

béton bitumineux (Sargın, Ş. et al., 2013). D'autres chercheurs ont exploré l'utilisation des cendres de balles de riz pour le traitement des sols en vue de leur utilisation dans les couches de chaussée, comme l'étude menée sur les propriétés de consolidation d'un sol latéritique compacté traité avec de la cendre de balles de riz dans la région de Shika, au Nigéria (Eberemu, A. O., 2011).

Des résultats encourageants ont été obtenus par Somnath Paul et al., avec un dosage optimal de 6 % de RHA sur un sol latéritique localement disponible dans la partie nord-est de l'Inde (Paul, S., 2022, Ramadhan, M. A., 2020). Baimourne, B. et al., 2023 a également identifié un mélange optimal de 5 % de ciment et de 3 % de RHA, atteignant un CBR immergé de 115 % et une résistance à la compression non confinée de 1,72 MPa sur un sol latéritique à forte teneur en argile, comparativement à un traitement uniquement au ciment pour ce même sol, nécessitant 8 %.

A. Basha et al., a mené une étude similaire sur un sol granitique en Malaisie, montrant que le traitement combinant ciment et cendres de balles de riz a atteint un CBR maximal de 60 % avec un dosage de 4 % de ciment et 5 % de cendres de balles de riz (Basha, E. A. et al., 2005).

III. MATÉRIEL ET MÉTHODES

A. Zones de prélèvement Graves latéritiques et de production des balles de riz

Les échantillons de graves latéritiques sélectionnés ont été prélevés à Abomey pour une première étude du potentiel des RHA au Bénin. Les coordonnées géographiques du site sont les suivantes : 7°13'42.92"N (latitude) et 1°59'38.67"E (longitude) (Figure 1). Les balles de riz ont été obtenues dans le périmètre rizicole situé à Hêvié, dans la commune d'Abomey Calavi.



FIGURE 1. Localisation des sites et de la zone de prélèvement du sol latéritique

B. Caractérisation des matériaux et analyses initiales

Des tests préliminaires d'identification ont été effectués sur la grave latéritique (Figure 2.a), comprenant notamment une analyse granulométrique, la détermination des limites d'Atterberg, des essais de compactage Proctor et CBR. Les balles de riz (Figure 2.b) ont été soumises à des analyses thermiques différentielles et gravimétriques (ATD et ATG) afin de déterminer la température d'incinération optimale permettant d'obtenir un taux élevé de silice amorphe dans les cendres. Par la suite, la densité apparente des cendres résultant de l'incinération a été déterminée.

En se basant sur le guide de dimensionnement CEBTP et les normes NF EN 13286-2 et 47, les mélanges ont été formulés pour comparer les performances entre les mélanges contenant uniquement du ciment et ceux intégrant de la cendre de balle de riz (Figure 2.c).



FIGURE 2. (a) Sol latéritique (b) Balles de riz (c) Cendre de balles de riz

C. Formulation du mélange au ciment et performances : Dosage optimal et essais comparatifs

La formulation d'un mélange témoin (GL+OPC) vise à déterminer le dosage optimal en ciment pour améliorer le sol. Trois proportions de ciment (4%, 5% et 6%) ont été considérées. Les éprouvettes CBR moulées ont ensuite subi une cure de 7 jours, comprenant 3 jours de séchage à l'air et 4 jours d'immersion conformément aux normes NF EN 13286-47 et aux directives du guide CEBTP. Les mêmes conditions ont été appliquées aux briquettes. Le dosage d'un mélange formulé a été sélectionné en fonction de sa conformité aux exigences de densité sèche maximale et d'indice CBR.



FIGURE 3. (a) **Confection des Eprouvette** (b) **Eprouvette sous compression**

Ce dosage retenu a ensuite été utilisé pour la fabrication des briquettes (éprouvettes cylindriques) dans des moules de dimensions hauteur 20 cm x diamètres 10 cm. Elles sont, soumises à des essais de compression et de traction (Figure 3). À l'issue de ces essais, le dosage optimal de 5% de ciment (OPC) a été retenu.

D. Formulation et optimisation des mélanges traités au ciment et à la cendre de balles de riz

Sur la base du dosage optimal de 5% de ciment, conformément aux résultats obtenus par Bairmoune, B et al ;2022 qui indiquent qu'il ne faut pas dépasser un taux de substitution de 30% pour ne pas compromettre les performances requises pour une couche de chaussée.

Ainsi, deux mélanges ont été formulés, l'un avec 4% de ciment et 1% de cendre, et l'autre avec 3,5% de ciment et 1,5% de cendre. Après évaluation, le deuxième mélange a été retenu. Enfin, les caractéristiques du matériau résultant de ce mélange, associé à la cendre de balles de riz, ont été utilisées pour simuler et dimensionner une chaussée semi-rigide (Figure 4), avec le logiciel Alizé-LCPC 2.3.1 en utilisant ce matériau dans la couche de base et examiner les résultats en terne de déformations et son comportement.

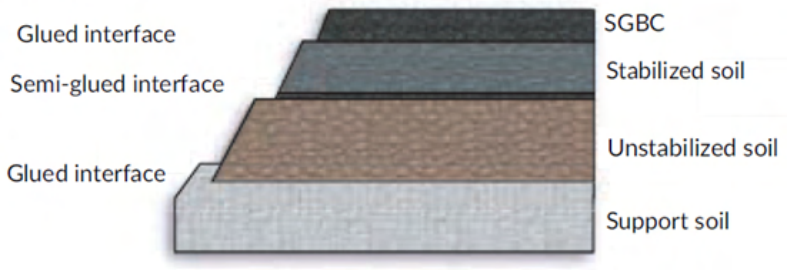


FIGURE 4. Coupe d'une structure de chaussée semi-rigide

Le module de Young du matériau a été calculé en utilisant la formule standard du CEBTP :

$E_{sta} = 1000 \text{ à } 2000\ R_{c7}$ (en bar) (1)

Où R_{c7} représente la résistance à la compression à 7 jours. La valeur de 1000 correspond aux matériaux les plus plastiques, tandis que 2000 correspond aux matériaux les plus durs.

Pour la simulation Alizé, les paramètres suivants ont été pris en compte :

- Taux d'accroissement moyen annuel : 5%, supposé géométrique.
- Durée de service : 20 ans.
- Nombre de poids lourds journaliers : 110 pour l'année de mise en service.

Concernant la plateforme, une arase AR2 et une partie supérieure de terrassement PST3 ont été déterminées en fonction des caractéristiques des sols en place et du matériau d'apport utilisé en couche de forme, donnant ainsi une plateforme PF2qs.

Pour la couche de fondation en grave latéritique naturelle, le module de la couche de fondation a été estimé à 200 MPa en utilisant le module CBR de la grave identifiée et la formule du CEBTP :

$E_{sta} = 5 \times CBR$ (2)

Les données relatives aux graves latéritiques utilisées pour le dimensionnement sont récapitulées dans le Tableau 1 conformément à la norme NF P 98-086.

TABLEAU 1. Caractéristiques de la grave naturelle

Paramètres	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	CAM	Coefficient A	Pente b
Valeurs	200	0,35	1	12000	-0,222

Les caractéristiques de la couche de base traitée à la cendre de balles de riz et au ciment et celles de la couche de roulement en béton bitumineux semi-grenu sont résumées dans le Tableau 2, en utilisant les valeurs minimales normatives requises par la norme NF P 98-086 pour certains paramètres

TABLEAU 2 Caractéristiques des matériaux

Caractéristiques du matériau traité au ciment et à la cendre de balles de riz	Valeurs
Module d'élasticité (MPa)	
Coefficient de Poisson	0,25
CAM	1,3
Ecart-type Sh (m)	0,03
Risque	25%
Ecart-type SN	1
Sigma6 σ_6	1,2
Discontinuité 1/kd	1
Coefficient de calage kc	1,5
Coefficient ks (couche liée/pf2qs)	1/1,065
Pente b	15

Caractéristiques du béton bitumineux	Valeurs
Module d'élasticité à 34°C (MPa)	1180
Module d'élasticité à 10°C et 10Hz (MPa)	7315
Module d'élasticité à 10°C et 30Hz (MPa)	1300
Coefficient de Poisson	0,35
Ecart-type sh	0,01
Ecart-type	0,25
CAM	0,8
Epsilon6 Ɛ6	100
Risque	30
Pente -1/b	5
Coefficient de calage Kc	1,1
Coefficient Ks (couche liée/pf3)	1/1,2

IV. RESULTATS ET DISCUSSION

A. Caractérisations préliminaires sur la GL et le RHA

Les résultats des essais géotechniques (Tableau 3) indiquent que le sol latéritique correspond à la classe B-5 selon la classification GTR et à la classe A-1-b selon la classification AASHTO.

TABLEAU 3. Caractéristiques du sol latéritique identifié - NF P 11-300

Dmax (mm)	Infra 80 µm (%)	Infra 2 mm (%)	Argilosité	
			VBS	IP
40	23,23	44,41	0,57	12,25
Matière organique	Poids spécifique (t/m3)	Densité sèche max (t/m3)	Teneur optimale (%)	Indice CBR à 95% OPM
0,22	2,76	2,17	10,2	40

La fraction d'éléments inférieurs à 80 µm est inférieure à la limite de 35%, indiquant que le sol présente une faible teneur en fines (Figure 5). Il est à noter que le matériau analysé répond aux spécifications granulométriques requises pour la couche de fondation, mais ne satisfait pas entièrement aux critères de la couche de base. Par conséquent, il peut être utilisé à l'état brut pour la couche de fondation, mais pas pour la couche de base. L'indice de plasticité et la faible valeur VBS, selon les directives du GTR, classe le matériau comme présentant une faible teneur en argile.

Concernant les cendres de balles de riz, les essais d'analyse thermique différentielle (ATD) et d'analyse thermogravimétrique (ATG) (Figure 6) indiquent que la température d'incinération optimale est de 800°C. La masse volumique apparente de la cendre de balles de riz, mesurée sur une série, est estimée à 234,3 kg/m^3.

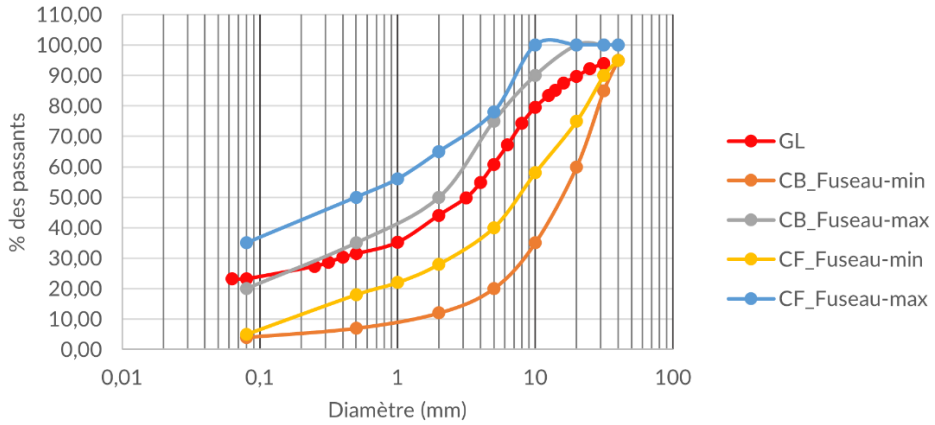


FIGURE 5. **Courbe granulométrique du sol latéritique insérée dans les fuseaux granulaires des couches de base et fondation proposés par le CEBTP**

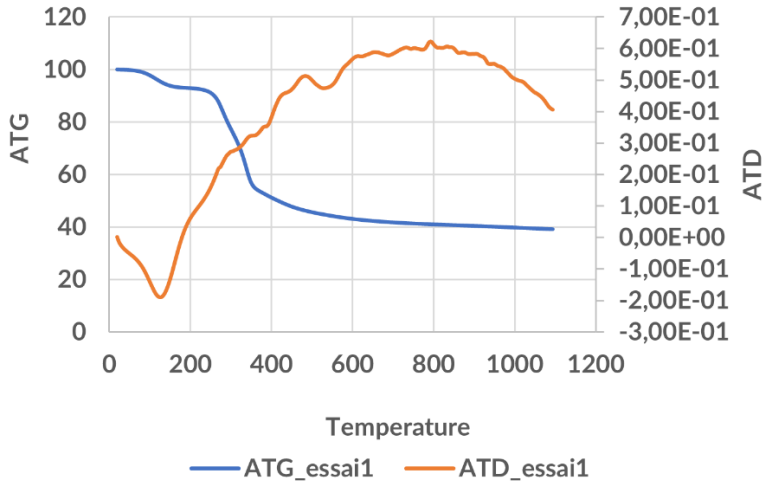


FIGURE 6. **Courbes des tests d'ATD et ATG**

B. Formulation du mélange témoin traité au ciment uniquement

La Figure 7 montre que l'incorporation de 4 % de ciment entraîne une forte augmentation de la teneur en eau optimale par rapport au matériau brut. Cette tendance se poursuit légèrement avec l'augmentation progressive du taux de ciment de 4 % à 6 %. En revanche, la densité sèche diminue considérablement avec une incorporation de 4 % de ciment par rapport au matériau brut, puis elle diminue légèrement davantage avec l'augmentation progressive du taux de ciment de 4 % à 6 %. Cependant, tant qu'elle reste supérieure à 2 t/m³, la densité sèche du matériau traité satisfait aux exigences concernant sa valeur optimale. Cette diminution de la densité sèche lors de l'ajout de ciment s'explique par la perte de masse du mélange due à la substitution du matériau par le ciment, qui est moins léger que le matériau d'origine.

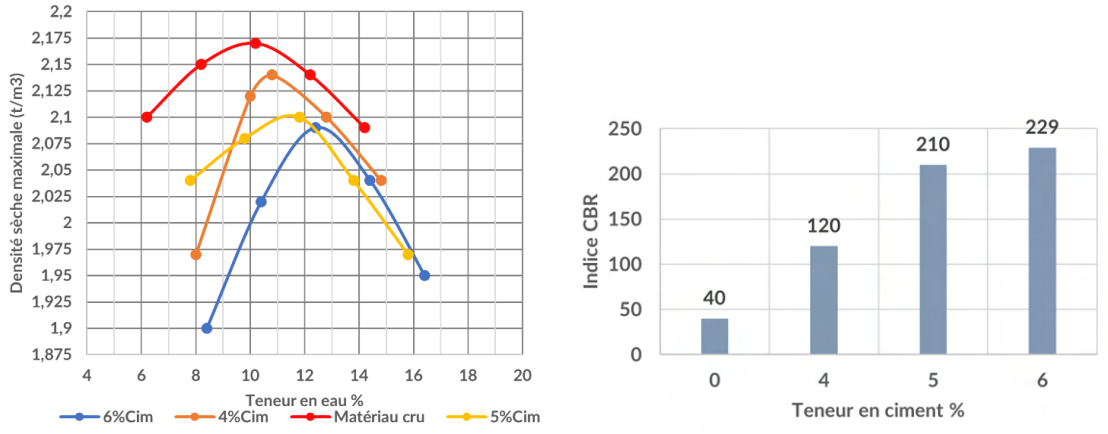


FIGURE 7. **(a) Courbes montrant l'évolution de la densité OMP en fonction de la teneur en ciment (b) Evolution de l'indice CBR du mélange avec la teneur en ciment**

L'indice CBR augmente naturellement à mesure que le pourcentage de ciment augmente. Il est à noter que le mélange contenant uniquement 5 % de ciment satisfait de manière optimale aux exigences de densité et d'indice CBR énoncées dans le Tableau 4, conformément aux directives du CEBTP.

TABLEAU 4. **Spécificités liées à la densité sèche, à l'indice CBR et résistances des mélanges traités**

Densité sèche maximale (t/m3)		Indice CBR après traitement (%)		Résistances (bar)		
Fondation	Base	Fondation	Base	Compression simple	Compression air-eau	Traction
1,8-2	>2	120	160	18 < Rc < 30	R'c > 5	Rt > 2

TABLEAU 5. **Résultat des essais d'écrasement des éprouvettes au ciment**

	Force (daN)	Section (cm²)	Résistance en (MPa)	Résistance moyenne en (MPa)
Compression Air (7 jours)	1597	78,5	2,034	1,958
	1447		1,843	
	1567		1,996	
Compression Air-Eau (3 + 4 jours)	696		0,87	0 ,936
	738		0,940	
	735		0,36	
Traction Air (7 jours)	879	314	0,280	0,321
	989		0,315	
	1157		0,68	

Les données issues des essais de compression et de traction des éprouvettes sont récapitulées dans le Tableau 5. Il est notable que toutes les valeurs de résistance en compression à l'air (19,24 bars), en compression à l'air-eau (9,36 bars) et en traction à l'air (3,21 bars) satisfont aux normes établies par le CEBTP.

C. Formulation du mélange traité au ciment et à la cendre de balles de riz

Sur la Figure 8, il est observé que la densité sèche lors de la stabilisation du matériau avec 3,5% de ciment et 1,5% de cendre (2,08 t/m3) a légèrement diminué par rapport à la stabilisation avec 4% de ciment et 1% de cendre, qui est de 2,12 t/m3. En revanche, la teneur en eau augmente avec l'ajout de cendre. Cette augmentation peut être attribuée à l'absorption d'eau par les particules fines apportées par la cendre, tandis que la baisse de densité est due à la réduction de la masse du mélange avec l'ajout de cendre et de ciment, qui sont plus légers, tandis que le volume du mélange reste pratiquement le même. La densité obtenue avec 1,5% de cendre et 3,5% de ciment (2,08) est similaire à celle obtenue lorsque la grave latéritique est stabilisée avec 6% de ciment, ce qui suggère une équivalence dans les quantités d'éléments fins ajoutés.

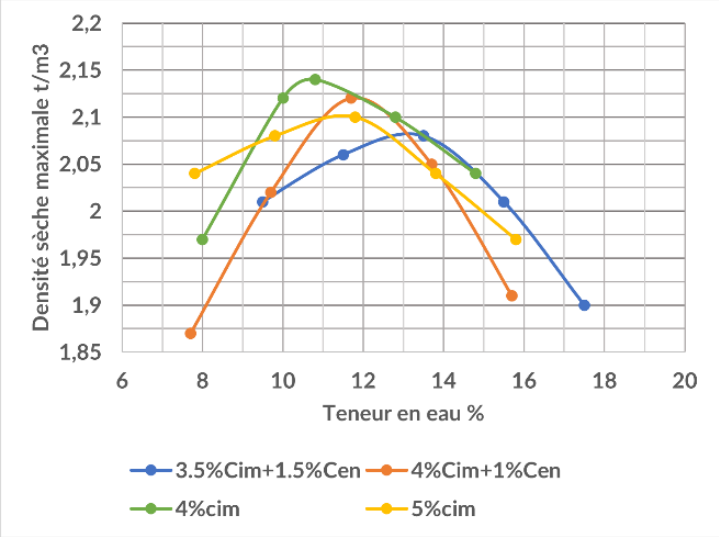


FIGURE 8. Evolution de la densité (OPM) et teneur en eau optimale en fonction de la teneur en ciment et la cendre de balles de riz

La Figure 9 présente les valeurs de CBR obtenues avec la variation du ciment et de la cendre. On remarque que pour les deux mélanges contenant de la cendre, le CBR atteint presque la même valeur (217%), dépassant la valeur du CBR pour 5% de ciment seul. Comme le dosage en ciment diminue tandis que la quantité de cendre augmente et donne des valeurs similaires, on peut conclure que la cendre se comporte comme le ciment en maintenant la valeur du CBR. De plus, le CBR de la combinaison avec 4% de ciment et 1% de cendre dépasse largement celui avec 4% de ciment seul, ce qui met en évidence l'effet bénéfique de la cendre dans le mélange.

Après les essais, le deuxième mélange a été sélectionné même si les deux formulations satisfaisaient aux exigences. Cela est justifié par le fait que la quantité de ciment remplacée est plus élevée dans cette deuxième formulation. Comme pour le mélange témoin, le dosage retenu a été utilisé pour fabriquer des éprouvettes de 20x10 cm soumises à des écrasements, et les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 6. Toutes les résistances obtenues en compression à l'air (20,38 bars), en compression à l'air-eau (12,10 bars) et en traction à l'air (4,30 bars) respectent les spécifications du guide CEBTP.

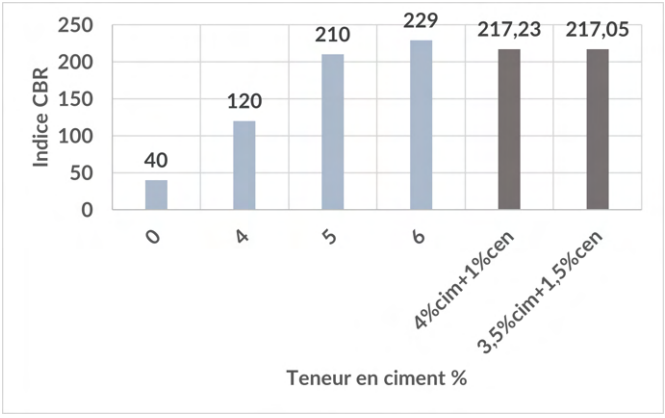


FIGURE 9. **Courbes montrant l'évolution de l'indice CBR en fonction de la teneur en ciment et de la cendre de balles de riz**

TABLEAU 6. **Résultat des essais d'écrasement des éprouvettes au ciment et à la cendre de balles de riz**

	Force (daN)	Section (cm²)	Résistance en (bar)	Résistance moyenne en (bar)
Compression Air (7 jours)	1650	78,5	21,02	20,38
	1600		20,38	
	1550		19,75	
Compression Air-Eau (3 + 4 jours)	950		12,10	12,10
	1000		12,74	
	900		11,46	
Traction Air (7 jours)	1300	314	4,14	4,30
	1350		4,30	
	1400		4,46	

Le graphique de la Figure 10 met en évidence une comparaison des résistances obtenues. Il est notable que les valeurs du mélange intégrant à la fois de la cendre et du ciment surpassent légèrement celles du traitement au ciment seul. Ainsi, il est plausible d'affirmer que la cendre de balles de riz exerce un effet stabilisant similaire à celui du ciment.

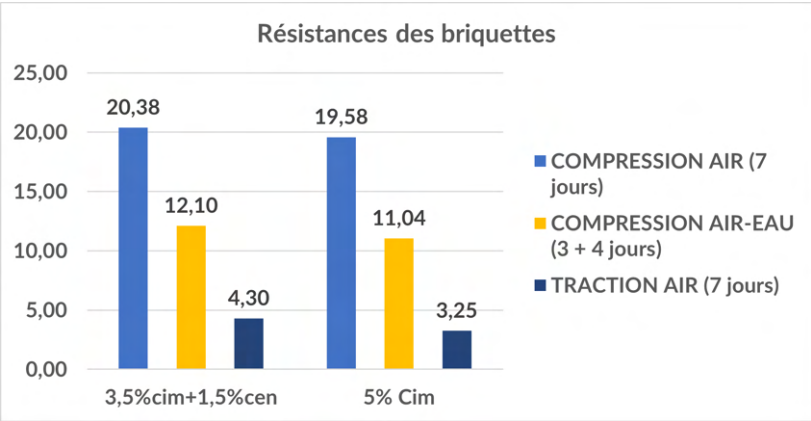


FIGURE 10. **Comparaison de la résistance des briquettes (éprouvettes cylindriques)**

C. Dimensionnement d'une chaussée semi-rigide utilisant le matériau traité au ciment et à la cendre de balles de riz avec ALIZE

Le Tableau 7 résume les épaisseurs de prédimensionnement extraites du guide CEBTP. La Figure 11 présente les sollicitations induites dans le corps de chaussée en fonction des données saisies. Toutes ces sollicitations restent inférieures aux valeurs admissibles, bien que les épaisseurs aient été optimisées, comme démontré dans le Tableau 8. Les valeurs récapitulatives des épaisseurs et des sollicitations admissibles sont fournies dans le Tableau 9.

TABLEAU 7. Epaisseurs de prédimensionnement

Paramètres	Revêtement	Couche de base	Couche de fondation
Matériau à utiliser	Béton bitumineux	Grave latéritique traité au ciment	Grave latéritique naturelle
Epaisseur en cm	5	20	20

TABLEAU 8. Calcul des Sollicitations

Epaisseur (m)	Module (MPa)	Coefficient de poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdéf)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdéf)	SigmaZ (MPa)	Déflexion (mm)
0,05	1180,0	0,35	0,000	105,4	0,246	161,7	0,657	47,1/100
			0,050	70,2	0,218	232,0	0,621	
0,2	3057,0	0,25	0,050	70,2	0,463	109,9	0,621	
			0,250	-192,0	-0,678	121,8	0,071	
0,2	200,0	0,35	0,250	-9,8	0,036	227,3	0,071	
			0,450	-126,6	-0,011	263,5	0,047	
Infini	100,0	0,35	0,000	-126,6	0,007	410,0	0,047	

TABLEAU 9. Epaisseurs de prédimensionnement

Couche		Roulement	Base	Fondation	Plateforme
Epaisseur en cm		5,0	15,0	25,0	Infini
Sollicitations	Base en Mat. Traité au ciment et cendre	81,5 **(µdéf)**	0,881 **(MPa)**	326,4 **(MPa)**	521,7 **(µdéf)**
	Base en Mat. Traité au ciment uniquement	68,9	0,945	327,9	520,6
Valeurs admissibles		228,7	125,8	524,6	524,6

V. CONCLUSION

Dans cette étude, les performances d'un sol latéritique traité au ciment et à la cendre de balles de riz ont été analysées. Les résultats obtenus permettent de tirer les conclusions suivantes :

1. Le sol latéritique étudié appartient à la classe B-5 et présente une faible teneur en argile.
2. L'ajout de cendre de balles de riz entraîne une diminution de la densité sèche maximale, ce qui s'explique par la réduction de la masse du mélange.

3. La teneur en eau optimale augmente avec l'incorporation de cendre, attribuable à l'absorption importante d'eau par ce matériau.
4. Un mélange composé de 3,5% de ciment et 1,5% de cendre de balles de riz satisfait aux exigences pour une utilisation en couche de chaussée.

REFERENCES

Baimourne, B., & Onchiri, R. O. (2023). Investigation on the Suitability of High Clay Lateritic Soils Stabilized with Cement and Rice Husk Ash for Use in Road Base Construction: A Case Study of Juja Town. https://doi.org/10.14445/22315381/IJETT-V71I2P215

Basha, E. A., Hashim, R., Mahmud, H. B., & Muntohar, A. S. (2005). Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. Construction and Building Materials, 19(6), 448-453. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.08.001

Botchway, D. N. L., Afrifa, R. O., & Henaku, C. Y. (2020). Effect of Partial Replacement of Ordinary Portland Cement (OPC) with Ghanaian Rice Husk Ash (RHA) on the Compressive Strength of Concrete. Open Journal of Civil Engineering, 10(4), 353-363. https://doi.org/10.4236/ojce.2020.104027

Eberemu, A. O. (2011). Consolidation properties of compacted lateritic soil treated with rice husk ash. Geomaterials, 1(3), 70. https://doi.org/10.4236/GM.2011.13011

Habeeb, G. A., & Mahmud, H. B. (2010). Study on properties of rice husk ash and its use as cement replacement material. Materials research, 13, 185-190. https://doi.org/10.1590/S1516-14392010000200011

Paul, S., & Sarkar, D. (2022). Chemically Stabilized Laterite Soil Using Rice Husk Ash. In Recent Advances in Transportation Systems Engineering and Management: Select Proceedings of CTSEM 2021 (pp. 451-463). Singapore: Springer Nature Singapore. https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-981-19-2273-2_29

Raheliarimanana, L. E. S., Tolojanahary, Polytechnique and C. E. T. Industriels. (2018). Valorisation des cendres de balle de riz pour la production des liants minéraux. Mémoire, pp. 2017–2018.

Ramadhan, M. A. (2020, September). Improvement of expansive soils stabilized with rice husk ash (RHA). Journal of Physics: Conference Series, 1625(1), 012006. https://doi.org/10.1088/1742-6596/1625/1/012006

Sargın, Ş., Saltan, M., Morova, N., Serin, S., & Terzi, S. (2013). Evaluation of rice husk ash as filler in hot mix asphalt concrete. Construction and Building Materials, 48, 390-397. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.029

Influence de la substitution du filler calcaire par des cendres volantes de biomasse dans les pâtes pour les bétons autoplaçants

Joëlla Dossa, Jonathan Page, Yannick Vanhove, Chafika Djelal

Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France

RESUME La production de chaleur et d'énergie par la filière bois-énergie engendre un volume élevé de cendres de biomasse. La similarité entre les caractéristiques des cendres volantes de biomasse (CVB) et les propriétés des additions minérales de la matrice cimentaire, rend possible la valorisation des CVB dans les éco matériaux. Une incorporation des CVB en remplacement du filler calcaire (FC) dans les matériaux cimentaires constitue une voie de valorisation intéressante pour ces déchets industriels et une solution face à l'épuisement des ressources minérales. Les travaux présentés permettent d'apprécier la possibilité d'incorporer les CVB en tant que substitut au filler calcaire dans les bétons autoplaçants, à travers une étude sur pâte. La substitution du filler calcaire par des CVB dans la pâte provoque une baisse de l'ouvrabilité. Néanmoins, une augmentation de la viscosité et du seuil de cisaillement est notée. La quantité de chaleur dégagée lors de l'hydratation augmente également.

Mots-clefs Cendres volantes, valorisation, biomasse, filler calcaire, béton autoplaçant

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

La filière bois-énergie représente plus de 22% de la production d'énergie renouvelable en France. Cette filière engendre une production annuelle de cendres de biomasse estimée à plus de 245000 tonnes en 2021 en France (Syndicat des énergies renouvelables, 2021). Ces volumes importants de déchets sont valorisés par retour au sol ou mis en décharge à des prix élevés. En parallèle, l'une des ressources minérales les plus exploitées est le calcaire avec plus de 10 Mt extrait par an en France (Notre-environnement, 2023). Par leurs propriétés physico-chimiques, les cendres volantes de biomasse (CVB) étudiées présentent de fortes similarités avec des additions minérales de matériaux cimentaires telles que le filler calcaire, le laitier de haut fourneau. La valorisation en tant que filler des CVB se présente ainsi comme une alternative durable au filler calcaire dont les réserves s'amenuisent, en raison de la restriction importante dans l'établissement de nouveaux sites d'exploitation. Les CVB de l'étude proviennent de la combustion de biomasse bois. Peu de travaux ont porté sur la valorisation en tant que filler des CVB de cette origine dans des matériaux cimentaires. Toutefois, des travaux antérieurs portant sur l'incorporation de cendres de résidus d'olives et de bagasse de canne à sucre, dans des bétons autoplaçants en tant que fillers ont montré

qu'il s'agit d'une voie de valorisation intéressante (Cuenca et al., 2013; Moretti et al., 2018). De plus, (Huang et al., 2023) ont constaté qu'un dosage optimal de 60% des cendres de bagasse de canne à sucre employées comme fillers, améliorent les propriétés mécaniques d'un béton à haute performance. Certaines études ont également montré que la substitution de ciment par des cendres de bagasse, augmentent la viscosité et le seuil de cisaillement des pâtes et des mortiers (Jiménez-Quero et al., 2013).

La présente étude a pour objectif de valoriser les cendres volantes de biomasse en remplacement partiel ou total au filler dans les bétons autoplaçants (BAP). Une analyse préalable des caractéristiques physico-chimiques des CVB est nécessaire afin d'évaluer leurs interactions avec la matrice cimentaire. Les travaux présentés permettent d'examiner la faisabilité de l'incorporation des CVB dans les BAP à travers une étude préliminaire sur pâte.

II. ANALYSE DES PROPRIETES PHYSICO CHIMIQUES DES CENDRES ET DU FILLER

La pâte d'un béton autoplaçant (BAP) est composée d'une quantité conséquente de fines (400 à 600 kg/m^3). Ces fines sont apportées dans le BAP principalement par le ciment et des additions minérales telles que le filler calcaire, le laitier de haut fourneau, la fumée de silice, le métakaolin ou les cendres volantes de charbon. Les fines dans la pâte assurent l'ouvrabilité, augmentent la viscosité et comblent les vides entre les grains (AFGC, 2008). L'analyse des propriétés physico-chimiques des CVB d'origine bois a montré qu'elles étaient constituées d'éléments fins souvent non réactifs (Demis et al., 2014; Wang et al., 2008). Elles peuvent s'apparenter à un filler calcaire. Il serait donc envisageable d'apporter au BAP les éléments fins nécessaire en substituant à sa formulation le filler calcaire par des CVB.

A. Filler calcaire et cendres volantes de biomasse (CVB)

Le filler calcaire (FC) est une addition quasiment inerte de type I. Il se présente sous la forme d'une poudre fine obtenue en concassant et en broyant de la pierre calcaire. Le filler calcaire dans le béton permet d'agir sur le comportement visqueux du béton en assurant une bonne ouvrabilité et une bonne stabilité. Le filler calcaire utilisé pour ces travaux est commercialisé sous le nom « Betocarb HP MU » par Omya.

Les cendres volantes de biomasse (CVB) de l'étude sont fournies par la centrale de Lens qui est équipée d'une centrale à lit fluidisé dense. Elle produit en cogénération 33 GWh de chaleur pour la ville de Lens et 40 GWh d'électricité par an. Les opérations de combustion y ont lieu à 850°C. La biomasse bois exploitée provient de bois rond, de broyats de palettes et de plaquettes forestières. Les cendres volantes sont constituées des cendres récupérées après traitement des fumées grâce à des filtres à manches. La centrale génère plus de 600 tonnes de CVB par an (Schlupp et al., 2023). Afin de retirer les éléments indésirables (résidus imbrulés, bois), les CVB sont tamisées à 200 µm en laboratoire.

B. Composition chimique et analyse minéralogique

L'analyse chimique permet de connaître les éléments de la composition des CVB qui peuvent être bénéfiques ou non au matériau cimentaire. La technologie, la température de combustion et la

biomasse utilisée influencent la composition chimique des CVB. Une analyse chimique par FRX (Fluorescence des Rayons X) a permis de connaître les oxydes à plus forte teneur dans les CVB et la perte au feu (PAF). La composition chimique est présentée dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Composition chimique des CVB

Oxydes	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	Na_2O	K_2O	PAF	P_2O_5	SO_3	Autres
Teneur (%)	42,02	4,82	2,39	23,12	2,81	0,92	5,50	12,69	2,06	2,57	1,1

Les CVB sont composées majoritairement de silice, de chaux et d'oxyde de potassium. Des traces de ZrO_2, Cr_2O_3, TiO_2 et Mn_2O_3 sont retrouvés à moins de 1%. La biomasse bois utilisée ainsi que sa technologie de combustion sont responsables de la présence majoritaire de ces composés (Vassilev et al., 2010).Selon la norme NF EN 450-1, portant sur propriétés physiques et chimiques des cendres volantes siliceuses de charbon, elles peuvent être considérées pouzzolaniques si la somme des oxydes $\%SiO_2$ + % Al_2O_3 + % Fe_2O_3 est supérieure à 70% et si les oxydes sont présents sous forme amorphes. Dans le cas des CVB de cette étude, la somme des teneurs des oxydes est de 49%. Une analyse minéralogique effectuée par diffractomètre à rayons X (DRX), présentée Fig. 1, a été réalisée afin d'identifier la présence ou non, de phase amorphes.

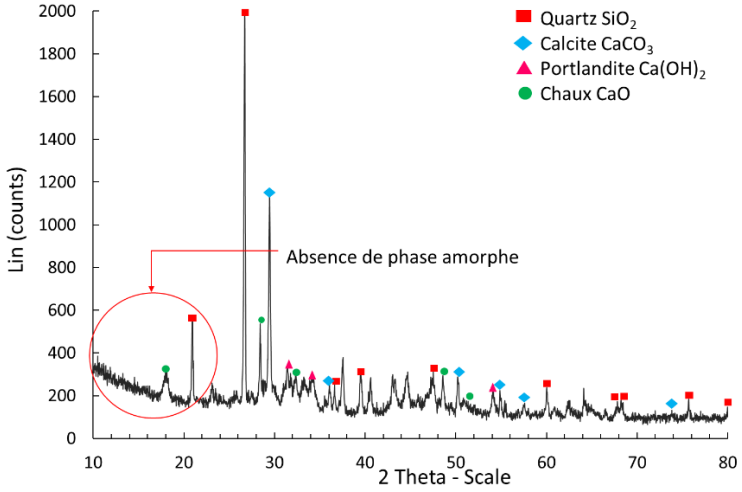


FIGURE 1. Diffractogramme à rayons X

Le diffractogramme présente essentiellement des pics cristallins de quartz (SiO_2) et de calcite ($CaCO_3$). Une absence de phase amorphe est constatée et confirme l'absence de réactivité pouzzolanique.

C. Granulométrie

La distribution de la taille des particules a été déterminée par granulométrie laser par voie humide. La granulométrie des CVB et du filler est présentée sur la Fig. 2. Les particules de CVB s'échelonnent entre 0,1 et 200 µm et celles du filler calcaire entre 0,1 et 100 µm. La distribution granulométrique des CVB présente des grains d'une taille moyenne de 16,0 µm et celle du filler

calcaire montre une présence majoritaire de grains de diamètre moyen de 10,9 µm dans le volume étudié. Les CVB sont sensiblement plus grossières que le filler calcaire.

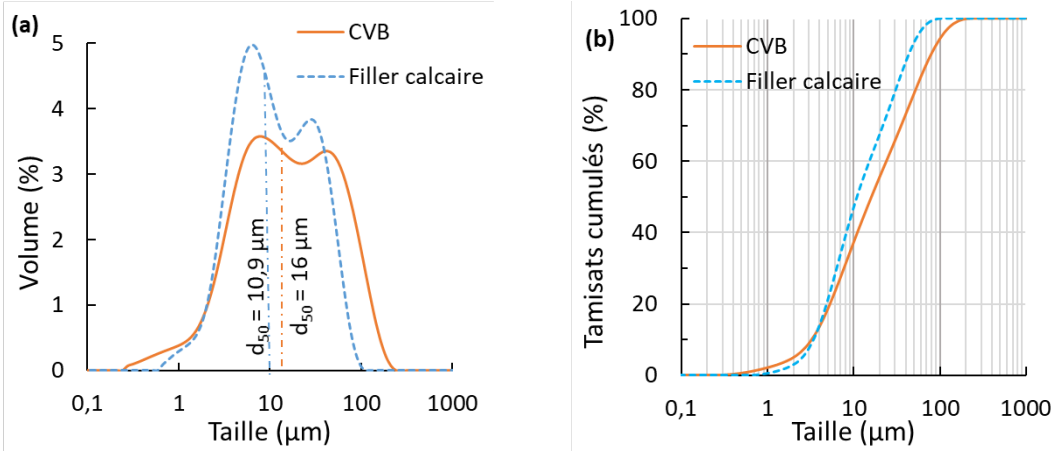


FIGURE 2. Courbes granulométriques, volume passant (a) et volumes cumulés (b) en fonction de la taille

D. Masse volumique et surface spécifique de Blaine

Les CVB pouvant réagir avec l'eau, la masse volumique a été déterminée à l'aide de la norme NF EN 1097 en utilisant de l'éthanol. Il s'agit de la méthode de l'essai sur le ciment anhydre. La masse volumique absolue est de 2,66 ± 0,03 g/cm^3. La masse volumique du filler calcaire employé est de 2,7 g/cm^3.

La surface spécifique des matériaux utilisés est déterminée à l'aide d'un perméabilimètre de Blaine, selon la norme NF EN 196-6. La surface spécifique Blaine des CVB est de 5138 ± 147 cm^2/g et celle du filler calcaire est égale à 4889 ± 197 cm^2/g. La surface spécifique plus importante des CVB bien que plus grossière que le filler calcaire, peut s'expliquer par la morphologie et la porosité des particules favorisant une plus large surface spécifique. En effet, les CVB présentent généralement des particules de forme irrégulière et poreuse tandis que le filler calcaire a des particules de type angulaire avec une texture lisse ou légèrement rugueuse (Demis et al., 2014; Sun et al., 2023). La demande en eau croit généralement proportionnellement avec la surface spécifique. La surface spécifique plus importante des CVB risque donc d'entraîner une augmentation de la demande en eau et occasionner une perte d'ouvrabilité. La littérature indique que les cendres volantes de biomasse ont une demande en eau importante pouvant impacter l'ouvrabilité des pâtes (Ukrainczyk, 2016; Wang et al., 2008).

III. EFFET DES CVB EN TANT QUE FILLER DANS UNE PATE

Dans un béton autoplaçant, la pâte (liant + eau) est un constituant essentiel qui influence significativement les propriétés rhéologiques du béton. Elle avoisine généralement 330 à 400 l/m^3 de béton et a pour but de favoriser l'écoulement du béton en écartant les granulats. La pâte réduit ainsi les frottements entre les granulats et garantit l'auto nivellement du béton (AFGC, 2008). Ainsi, il apparait nécessaire d'évaluer les modifications apportées par les propriétés physico-chimiques

des CVB aux propriétés de la pâte à travers une étude sur pâte, avant de mener les travaux à l'échelle du béton. Une étude préliminaire à l'échelle de la pâte est également réalisée pour identifier les taux de valorisation intéressants avant une étude sur béton. Les BAP se distinguent des bétons vibrés principalement par leurs propriétés à l'état frais et leur capacité de compaction sous l'effet gravitaire. De ce fait, les premiers points de l'analyse sur pâte portent sur les propriétés à l'état frais et sur les propriétés rhéologiques.

A. Composition des pâtes

La formulation des pâtes est basée sur un rapport Eau/Liant = 0,41 constant, fixé selon l'étude menée par (Haist et al., 2020) permettant l'obtention d'une fluidité adéquate pour les mesures rhéologiques. Le ciment utilisé est un CEM I 42,5 R conforme à la norme NF EN 197-1. La masse de ciment est fixe et des substitutions volumiques du filler calcaire par les CVB ont été réalisées. Les différentes compositions sont données dans le tableau 2 et la pâte avec 0% de CVB est considérée comme la pâte de référence.

TABLEAU 2. Composition des pâtes formulées

Taux de substitution (vol.)	0%	30%	70%	100%
Ciment (g)	1037	1037	1037	1037
Filler calcaire (g)	302	211	90	0
CVB (g)	0	89	210	297
Eau (g)	554	554	554	554
Total (g)	1892	1891	1892	1888
E/L	0,41	0,41	0,41	0,41

B. Influence des CVB sur l'ouvrabilité des pâtes

Aucun essai normalisé ne permet d'étudier l'ouvrabilité des pâtes. A cet effet, afin d'évaluer l'influence de la finesse des CVB sur l'ouvrabilité des pâtes, des essais d'étalement et d'affaissement au mini cône MBE (Mortiers de Béton Equivalent) ont été réalisés. Il s'agit d'un moule tronconique de dimensions d= 50 mm, D= 100 mm et H = 150 mm. Il est réalisé en remplissant le moule en deux couches et en homogénéisant le mélange. Le moule est ensuite soulevé verticalement. Une mesure de la hauteur d'affaissement est prise au centre de la pâte et le diamètre moyen de l'étalement est obtenu en effectuant deux mesures correspondant à deux diamètres perpendiculaires. Les affaissements sont sur la Fig. 3 et les étalements sur la Fig. 4.

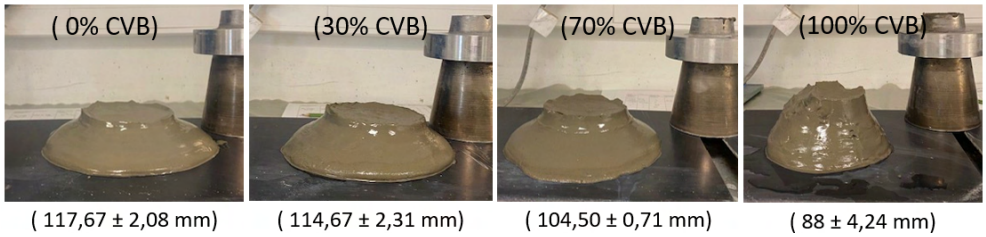


FIGURE 3. Affaissement des pâtes aux différents taux de substitution

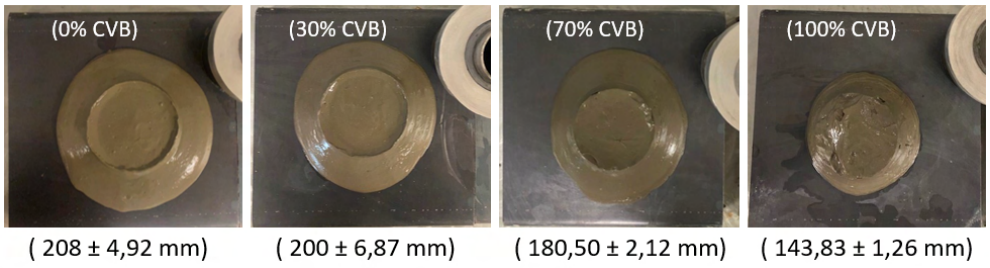


FIGURE 4. Etalement des pâtes aux différents taux de substitution

Les résultats des mesures sont présentés sur la Fig. 5. L'étalement diminue de 8 à 64 mm et l'affaissement de 3 à 30 mm en fonction du taux de substitution. Pour une substitution de 30% de filler, la perte d'ouvrabilité n'est pas notable avec une baisse de l'étalement et de l'affaissement respectivement de 8 mm et 3 mm. La perte est notable pour 70% de substitution et importante à 100% où l'étalement baisse de 64mm et l'affaissement de 30 mm. Cette diminution de l'étalement et de l'affaissement indique une influence importante de la substitution de 100% de filler par les CVB sur la fluidité du mélange. Cette perte d'ouvrabilité est associée à la différence de la demande en eau entre les CVB et le filler. La surface spécifique plus importante des cendres réduit la quantité d'eau libre dans la pâte. En effet, les particules de CVB absorbent plus d'eau et cette absorption est proportionnelle avec la quantité de particules présente dans la pâte. Pour la pâte incorporant 100% de CVB, le phénomène est accru car les CVB mobilisent plus d'eau autour des particules. Cet essai montre bien la demande en eau plus importante des CVB qui modifient l'ouvrabilité et la fluidité des pâtes. Ce phénomène pourra être appréhendé avec l'utilisation de superplastifiant.

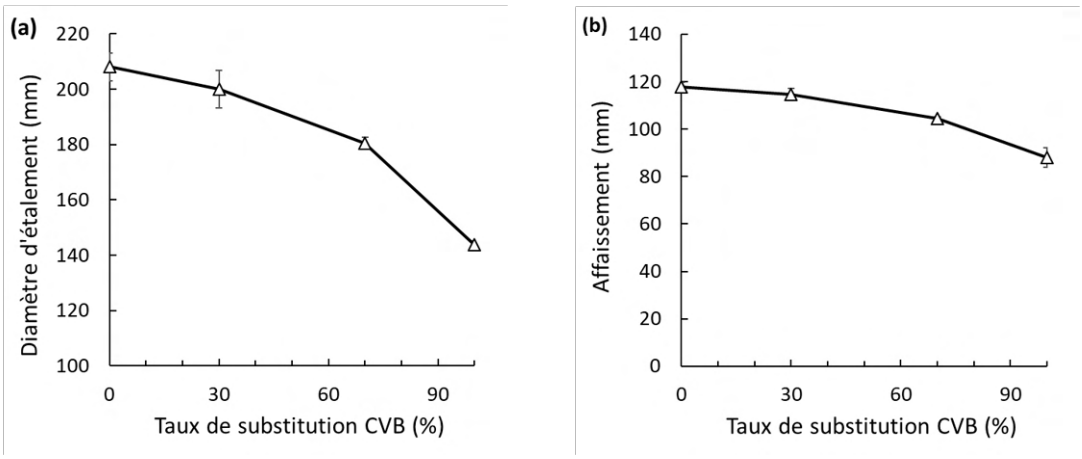


FIGURE 5. Etalement moyen des pâtes (a) et affaissement moyen des pâtes (b), en fonction du taux de substitution

C. Influence des CVB sur les propriétés rhéologiques

Le seuil de cisaillement et la viscosité des mélanges ont été déterminés à partir du rhéomètre Anton Paar MCR 72 équipé d'une géométrie vane. Pour toutes les mesures rhéologiques, le protocole d'essai présenté à la Fig. 6a a été retenu. Dans un premier temps, un pré-cisaillement de 100 s^{-1}

pendant 60 s a été effectué afin de provoquer une rupture complète structurelle de l'échantillon et de créer des conditions uniformes entre chaque essai. Après un temps de repos de 30 s, une rampe décroissante en gradient de cisaillement de 100 s^{-1} à 0,1 s^{-1} est réalisée. Les paliers de vitesse ainsi que les temps d'essai sur chaque palier (15 s) ont été fixés selon l'étude récente menée par (Haist et al., 2020). Cette étude a eu pour objectif d'étudier les propriétés rhéologiques des pâtes de ciment et de comparer différents rhéomètres et géométrie de mesure. Ce protocole d'essai a été complété par un palier de vitesse à 50 s^{-1} permettant de vérifier une éventuelle ségrégation dans le mélange à la fin de la mesure rhéologique (Hoang et al., 2015; Wallevik, 2009). Cette mesure additionnelle doit être très proche de celle obtenue pour le même taux de cisaillement pendant la phase descendante (inférieure à 5%). Les résultats obtenus pour les différents dosages de substitution de CVB sont présentés sur la Fig. 6b. Le contrôle du point de ségrégation permet de constater que toutes les pâtes sont stables et résistantes à la ségrégation. La contrainte de cisaillement obtenue à 50 s^{-1} est très proche de celle trouvée lors de la rampe décroissante (tolérance de 5%).

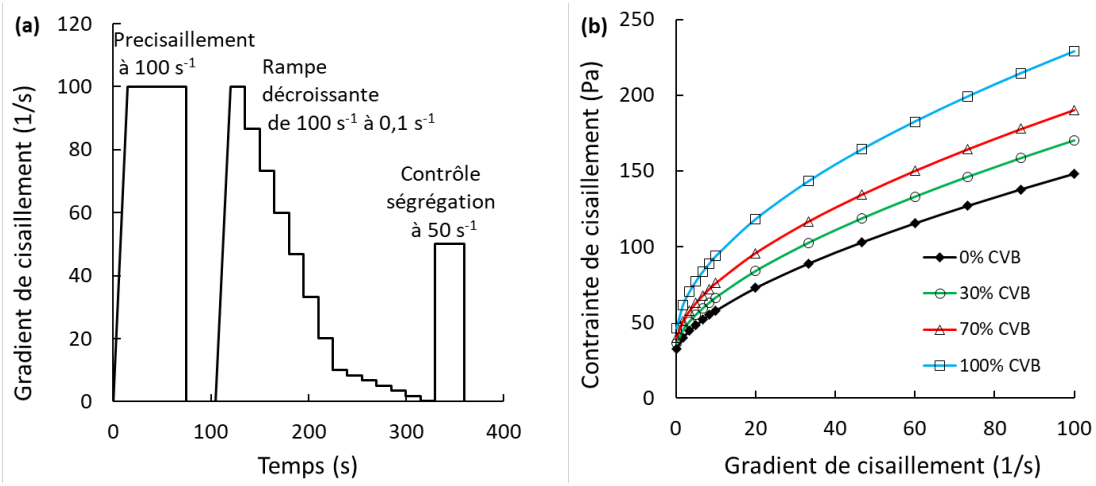


FIGURE 6. Protocole de mesures rhéologiques (a) et contrainte de cisaillement en fonction du gradient de cisaillement (b)

Les courbes d'écoulement montrent un comportement rhéofluidifiant à seuil des échantillons testés. Le seuil d'écoulement d'un fluide à seuil rhéofluidifiant peut être obtenu soit par extrapolation de la partie linéaire de la courbe d'écoulement (seuil de cisaillement de Bingham) (Boger, 2009), soit en considérant le seuil d'écoulement comme la contrainte à partir de laquelle le taux de cisaillement devient légèrement supérieur à 0 (fin du régime solide) (Coussot, 2014). Les suspensions denses de particules colloïdales sont bien représentées par le modèle à trois paramètres de Herschel-Bulkley (Eq.1).

$$\tau = \tau_{HB} + K_{HB}\dot{\gamma}^{n_{HB}} \quad (1)$$

Où τ_{HB} (Pa) représente le seuil de cisaillement de Herschel-Bulkley, K_{HB} ($Pa.s^n$) l'indice de consistance ou de viscosité de Herschel-Bulkley et n_{HB} l'indice d'écoulement ou de rhéofluidification de Herschel-Bulkley.

Les propriétés rhéologiques des mélanges sont résumées au tableau 3.

TABLEAU 3. Propriétés rhéologiques des mélanges

Taux de substitution	0%	30%	70%	100%
τ_{HB} (Pa)	31	34	37	42
K_{HB} (Pa.s^n)	6,08	7,65	9,81	14,3
n_{HB}	0,642	0,625	0,597	0,558

Les mélanges incorporant des CVB ont des viscosités et des seuils de cisaillement plus élevés que la pâte de référence. Le seuil de cisaillement des pâtes croit linéairement avec le taux de substitution (tableau 3). Au-delà de 70 % de substitution, la viscosité augmente de façon plus prononcée. Cette augmentation rejoint les observations faites sur l'étude de l'ouvrabilité. Les CVB mobilisent davantage d'eau en raison de leur surface spécifique plus élevée que celle du filler. L'évolution de l'indice de rhéofluidification révèle la complexité de l'organisation de la structure sous faible gradient de cisaillement. L'analyse des propriétés rhéologiques permet ainsi de constater que les CVB influencent les capacités d'écoulement en augmentant la viscosité et le seuil de cisaillement.

D. Influence des CVB sur l'hydratation

La composition chimique des CVB et leur finesse interagissent avec l'eau présente dans la pâte et influencent l'hydratation du ciment. Suivant la norme NF EN 196-11, la quantité de chaleur dégagée durant les 48 premières heures est mesurée grâce à un calorimètre isotherme pour analyser les interactions. Le flux thermique mesurée durant les 24 premières heures et la quantité de chaleur dégagée durant 48 heures sont représentés sur la Fig. 7.

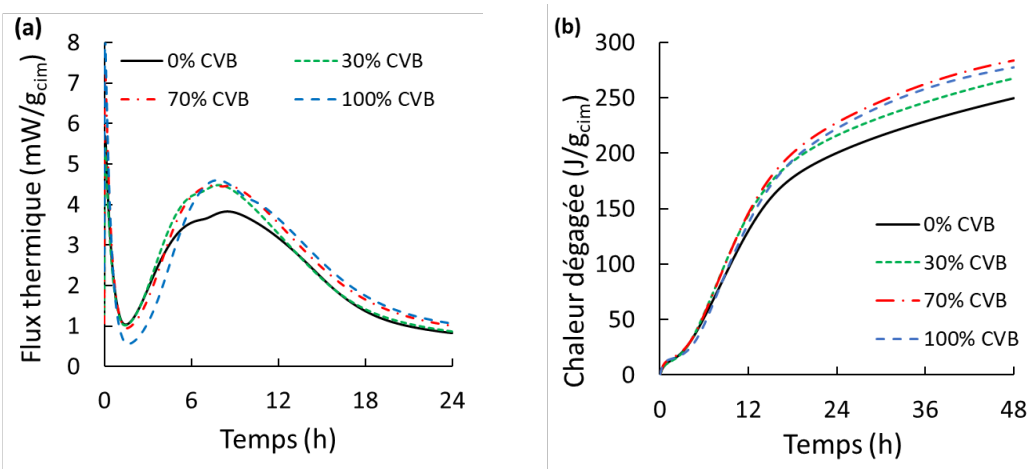


FIGURE 7. Evolution de la chaleur d'hydratation durant 24 heures (a) et quantité de chaleur dégagée durant 48 heures (b)

La Fig. 7a montre une augmentation de la chaleur d'hydratation entre 6 et 12h pour les pâtes incorporant des CVB. Cette augmentation correspond aux phases d'hydratation du C_3S et du C_2S dans le ciment pour former la portlandite et du CSH. Toutes les formulations incorporant des CVB

ont des flux thermiques légèrement plus élevés que celui de la pâte de référence au moment de ces phases d'hydratation. Une amélioration des réactions d'hydratation est donc notée lors de l'incorporation des CVB. Toutefois, la différence entre les flux thermiques n'est pas significative pour les pâtes contenant des CVB.

Les quantités de chaleur dégagée dans les pâtes contenant des CVB augmentent par rapport à la pâte de référence. Le flux le plus élevé est obtenu à 70% de CVB. L'augmentation maximale est de 34,02 J/g de ciment. La substitution de 100% de filler calcaire par les CVB dégage légèrement moins de chaleur que la pâte avec 70%. Cela s'explique par une demande en eau plus importante des CVB dans la pâte de 100% affectant l'eau disponible à l'hydratation du ciment. La quantité de chaleur reste supérieure à celle de la pâte de référence pour toutes les formulations. Les CVB améliorent l'hydratation grâce à la formation de liaisons supplémentaires qui fournissent aux hydrates plus de support pour réagir. Plus spécifiquement, les CVB favorisent la création de sites de nucléation pour les phases d'hydrates et fournissent aux hydrates plus de places pour réagir (Scrivener et al., 2015).

IV. EFFET DES CVB SUR LA DEMANDE EN EAU

Des essais de consistance normalisée sur pâte sont réalisés selon la norme NF EN 196-3 afin de caractériser la demande en eau due à la finesse et à la plus grande surface spécifique des CVB. L'appareil est composé d'une sonde de diamètre 10 mm et d'un moule tronconique dont les dimensions sont H = 40 mm, d= 70 mm et D= 80 mm. La sonde est amenée à la surface de l'échantillon puis relâchée. Elle s'enfonce dans la pâte puis s'immobilise. La distance séparant la plaque de base et l'extrémité de la sonde représente l'enfoncement d. Pour une consistance normalisée, d= 6±1 mm. L'essai est reproduit en modifiant la quantité d'eau donc le rapport E/L jusqu'à obtention de la consistance normalisée pour tous les taux de substitution. Le dispositif de mesure de la consistance normalisée et les résultats des mesures sont présentés sur la Fig. 8.

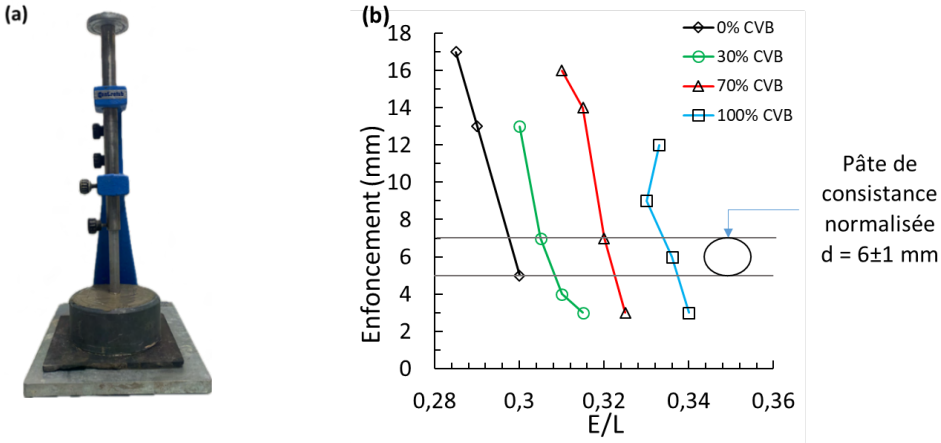


FIGURE 8. Appareil de Vicat (a) et enfoncement de la sonde en fonction du rapport E/L (b)

La Fig. 8b présente les rapports E/L pour lesquels la consistance normalisée est obtenue pour chaque taux de substitution. A 0% de substitution, le rapport E/L est égal à 0,30 et il est de 0,31 ; 0,32 et 0,34 respectivement à 30%, 70% et 100% de substitution. Elle permet de connaitre la quantité d'eau totale

du mélange. Le rapport E/L croit alors que la masse totale de liant reste constante. L'introduction de CVB génère donc une demande en eau quantifiable grâce à l'essai.

Une partie de l'eau mélangée est mobilisée par le ciment et le filler et une partie est mobilisée par les CVB. Grâce à la pâte de référence, composée de ciment et de filler, la quantité d'eau mobilisée par masse de ciment et filler est connue pour chaque mélange. En effet, les résultats montrent que la consistance normalisée de la pâte de référence est atteinte pour un rapport E/L de 0,30. Le ciment et le filler ont une demande en eau, dans chaque mélange, correspondant à 0,30 fois leurs masses présentes dans la pâte. La masse de filler calcaire (FC) évolue à chaque substitution donc le volume d'eau mobilisé par le ciment et le FC dépend de la masse de FC. Cela se traduit par l'équation (Eq. 2).

$$\mathrm{Eau}_{\text{ciment et FC}}(\mathrm{g}) = (\mathrm{M}_{\text{ciment}} + \mathrm{M}_{\mathrm{FC}}) \times 0{,}30 \quad (2)$$

Avec $\mathrm{M}_{\text{ciment}}$ la masse de ciment et M_{FC} la masse de filler calcaire. Le rapport E/L croissant entre les formulations implique une augmentation de la quantité d'eau mélangée. L'eau supplémentaire correspond à l'eau adsorbée par les CVB. Il s'agit de la quantité d'eau interagissant avec les CVB (Eq. 3).

$$\mathrm{Eau}_{\mathrm{CVB}}\,(\mathrm{g}) = \text{Eau totale}\,(\mathrm{g}) - \mathrm{Eau}_{\text{ciment et FC}}\,(\mathrm{g}) \quad (3)$$

Avec $Eau\ totale\ (g)$ la quantité d'eau ayant permis l'obtention de la consistance normalisée.

La demande en eau des CVB correspond à la quantité d'eau nécessaire pour chaque gramme de CVB.

$$\text{Demande en eau CVB}\ (\%) = \frac{\mathrm{Eau}_{\mathrm{CVB}}}{\mathrm{M}_{\mathrm{CVB}}} \times 100 \quad (4)$$

Les calculs sont effectués pour chaque taux de substitution afin de connaitre la demande en eau après la substitution. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.

TABLEAU 4. Résultats de l'essai de consistance normalisée

Taux de substitution	**0%**	**30%**	**70%**	**100%**
CVB (g)	0	89	210	297
Ciment (g)	1037	1037	1037	1037
Filler calcaire(g)	302	211	91	0
Eau $_{\text{ciment et FC}}$ (g)	403	376	339	312
Eau totale (g)	403	415	437	454
Eau $_{\mathrm{CVB}}$ (g)	-	40	98	142
Demande en eau (%)	-	44,94 ± 5,46	46,6 ± 2,79	47,81 ± 1,31

Cette demande en eau générée importante confirme les explications faites pour la diminution significative de l'ouvrabilité constatée sur les pâtes précédemment formulées ainsi que pour l'augmentation de la viscosité. Cette quantification de la demande en eau, permettra d'appliquer

une correction d'eau aux formulations de bétons. L'application de cette correction d'eau, devrait permettre de maintenir la consistance en réduisant les effets de la demande en eau sur l'ouvrabilité et les propriétés rhéologiques.

CONCLUSION

La composition chimique, minéralogique et la granulométrie des cendres volantes de biomasse dépendent de la biomasse exploitée, de la technologie de combustion et des moyens de récupération. Les CVB de cette étude ne présentent pas de réactivité pouzzolanique et s'apparentent à une addition inerte. La différence de surface spécifique, de granulométrie par rapport au filler calcaire entraine des changements sur les propriétés de la pâte. Plusieurs constats découlent de cette étude. Les CVB en substitution au filler provoquent une perte d'ouvrabilité croissante avec le taux de substitution. Cependant, l'incorporation des CVB à la pâte, augmente la viscosité de la pâte ainsi que le seuil de cisaillement. Cette croissance est significative à partir de la substitution de 70% de filler par des CVB. Néanmoins, les CVB augmentent la quantité de chaleur dégagée. Une étude sur les résistances mécaniques permettra d'apprécier si cette augmentation de chaleur améliore les résistances à la compression. La détermination de la consistance normalisée à chaque taux de substitution permet de confirmer que la substitution génère une demande en eau plus importante. Pour la suite des essais sur béton, il est donc nécessaire de corriger les formulations. Toutefois, ces corrections d'eau pourraient impacter les propriétés rhéologiques et mécaniques du béton. Des études seront menées afin d'évaluer les hypothèses émises.

REFERENCES

AFGC, 2008. Recommandations pour l'emploi des bétons auto-plaçants. AFGC. URL https://www.afgc.asso.fr/publication/recommandations-pour-lemploi-des-betons-auto-placants/ (accessed 1.19.24).

Boger, D.V., 2009. Rheology and the resource industries. Chem. Eng. Sci., Morton Denn Festschrift 64, 4525–4536. https://doi.org/10.1016/j.ces.2009.03.007

Carević, I., Serdar, M., Štirmer, N., Ukrainczyk, N., 2019. Preliminary screening of wood biomass ashes for partial resources replacements in cementitious materials. J. Clean. Prod. 229, 1045–1064. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.04.321

Coussot, P., 2014. Yield stress fluid flows: A review of experimental data. J. Non-Newton. Fluid Mech. 211, 31–49. https://doi.org/10.1016/j.jnnfm.2014.05.006

Cuenca, J., Rodríguez, J., Martín-Morales, M., Sánchez-Roldán, Z., Zamorano, M., 2013. Effects of olive residue biomass fly ash as filler in self-compacting concrete. Constr. Build. Mater., Special Section on Recycling Wastes for Use as Construction Materials 40, 702–709. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.101

Demis, S., Tapali, J.G., Papadakis, V.G., 2014. An investigation of the effectiveness of the utilization of biomass ashes as pozzolanic materials. Constr. Build. Mater. 68, 291–300. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.071

Esping, O., 2004. Rheology of cementitious materials: effects of geometrical properties of filler and fine aggregate.

Haist, M., Link, J., Nicia, D., Leinitz, S., Baumert, C., Bronk, T., Cotardo, D., Eslami Pirharati, M., Fataei, S., Garrecht, H., Gehlen, C., Hauschildt, I., Ivanova, I., Jesinghausen, S., Klein, C., Krauss, H.-W., Lohaus, L., Lowke, D., Mazanec, O., Mechtcherine, V., 2020. Interlaboratory study on rheological properties of cement pastes and reference substances: comparability of measurements performed with different rheometers and measurement geometries. Mater. Struct. 53. https://doi.org/10.1617/s11527-020-01477-w

Hoang, Q.G., Kaci, A., Kadri, E.-H., Gallias, J.-L., 2015. A new methodology for characterizing segregation of cement grouts during rheological tests. Constr. Build. Mater. 96, 119–126. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.008

Huang, P., Huang, B., Li, J., Wu, N., Xu, Q., 2023. Application of sugar cane bagasse ash as filler in ultra-high performance concrete. J. Build. Eng. 71, 106447. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.106447

Jiménez-Quero, V.G., León-Martínez, F.M., Montes-García, P., Gaona-Tiburcio, C., Chacón-Nava, J.G., 2013. Influence of sugar-cane bagasse ash and fly ash on the rheological behavior of cement pastes and mortars. Constr. Build. Mater., Special Section on Recycling Wastes for Use as Construction Materials 40, 691–701. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.023

Moretti, J.P., Nunes, S., Sales, A., 2018. Self-compacting concrete incorporating sugarcane bagasse ash. Constr. Build. Mater. 172, 635–649. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.277

Notre-environnement, 2023. L'extraction de matières minérales en France. URL http://www.notre-environnement.gouv.fr/themes/economie/l-utilisation-des-ressources-naturelles-ressources/article/l-extraction-de-matieres-minerales-en-france (accessed 11.13.23).

Schlupp, F., Page, J., Djelal, C., Libessart, L., 2023. Use of biomass bottom ash as granular substitute in mortar. J. Build. Eng. 75, 106927. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.106927

Scrivener, K., Snellings, R., Lothenbach, B., 2015. A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Materials.

Sun, H., Pang, L., Ding, Y., Xing, B., Tang, Y., Sun, X., Yuan, J., Zhou, L., Wang, Y., Lyu, Y., Sha, F., 2023. Influence of the physical morphological characteristics of mineral fillers on the bitumen-filler interfacial interaction. Constr. Build. Mater. 378, 131206. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131206

Syndicat des énergies renouvelables, 2021. Questions réponses Bois-énergie. URL https://www.syndicat-energies-renouvelables.fr/publications/ (accessed 1.23.24).

Ukrainczyk, N., 2016. Reuse of Woody Biomass Ash Waste in Cementitious Materials. Chem. Biochem. Eng. Q. 30, 137–148. https://doi.org/10.15255/CABEQ.2015.2231

Vassilev, S.V., Baxter, D., Andersen, L.K., Vassileva, C.G., 2010. An overview of the chemical composition of biomass. Fuel 89, 913–933. https://doi.org/10.1016/j.fuel.2009.10.022

Wallevik, J.E., 2009. Rheological properties of cement paste: Thixotropic behavior and structural breakdown. Cem. Concr. Res. 39, 14–29. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.10.001

Wang, S., Miller, A., Llamazos, E., Fonseca, F., Baxter, L., 2008. Biomass fly ash in concrete: Mixture proportioning and mechanical properties. Fuel 87, 365–371. https://doi.org/10.1016/j.fuel.2007.05.026

ETUDE COMPARATIVE DE L'EFFET DU LIANT SUR LA DURABILITE DES BETONS DE SOL A BASE DE SABLE ARGILEUX ET DE LATERITE

Alain Kamdem[1,2], Javad Eslami[1], Emmanuel Elat[1], Jean Chills Amba[2], Moussa Sali[2], Albert Noumowé[1]

[1] *CY Cergy Paris Université, Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil (LM2GC), Neuville sur Oise 95031 Cergy-Pontoise Cedex, France.*

[2] *Université de Douala, Laboratoire d'Energie, Matériaux, Modélisation et Méthodes (LE3M), PK17 Logbessou Douala, Cameroun.*

RESUME : Le béton de sol est un matériau issu du mélange du sol en place avec un liant hydraulique. Ce travail expérimental vise à étudier l'influence de la nature du liant sur certaines propriétés de durabilité des bétons de sol : la carbonatation (perte de masse (ζ), profondeur de carbonatation (Xc) et porosité accessible à l'eau (η)) et les cycles humidification/séchage (perte de masse (ζ) et résistance en compression (Rc)) des bétons de sol. Pour ce faire, nous avons utilisés trois types de liant : le CEM I 52.5, le CEM II 42.5 et le CEM III 32.5. Le sable argileux (SA5) et la latérite (LA5) de classe granulaires 0/5 sont les sols utilisés. Les formulations pour différents dosages en ciment (150 et 250 kg/m^3) ont été obtenues pour une ouvrabilité constante comprise entre 32 et 33 cm. Les résultats obtenus montrent que la perte de mase due aux cycles humidification/séchage (H/S) et la profondeur de carbonatation (Xc) sont plus élevées pour les bétons de sol à base de LA5 que ceux à base de SA5. Les profondeurs de carbonatation (Xc) obtenues sont plus importantes sur des formulations avec du CEM III 32.5, suivit du CEM II 42.5 et du CEM I 52.5. Pour les cycles H/S, les formulations à base de LA5 sont plus sensibles aux cycles H/S que ceux à base de SA5.

Mots-clefs : Béton de sol, ouvrabilité, carbonatation, cycles H/S.

Modalité de présentation : Présentation orale

I. INTRODUCTION

Les méthodes d'amélioration et de renforcement des sols suscitent un intérêt croissant et sont de plus en plus exigeantes sur le plan technique. Sur le plan de l'urbanisation, elles permettent d'accroître le nombre de terrains constructibles et présente une solution économique grâce à l'utilisation du sol en place. Le Soil Mixing est l'une des méthodes d'amélioration et de renforcement des sols qui consiste à mélanger le sol en place avec un liant hydraulique. Il est majoritairement utilisé pour réduire le tassement des sols, ou réaliser des parois étanches et des fondations (Abbey & Ngambi, 2015). Aujourd'hui, il est de plus d'envisager pour la réalisation d'ouvrages permanents. L'utilisation structurelle du béton de sol n'est cependant pas encore réglementée comme le béton selon les recommandations de l'Eurocode 2, ni validées par les études de durabilité. De nos jours, très peu d'études portent sur l'influence de la nature du sol et du liant sur la durabilité (carbonatation et cycles H/S) des bétons de sol.

Pour la carbonatation, Hessouh (Hessouh, 2021a) a effectué une étude sur les bétons de sol à base de sol limoneux formulé avec du CEM III 32.5 qui a montré qu'une hygrométrie d'exposition (40%, 65% et 100%) plus élevée semble ralentir la cinétique de carbonatation. Il a également montré que pour des faibles dosages en ciment, l'augmentation de la proportion d'argile semble également réduire la cinétique de carbonatation. Il l'explique par le fait qu'une augmentation du taux d'argile dans le matériau entraine une diminution de la proportion des gros pores ralentissant ainsi la cinétique de la carbonatation.

Park (Park, 2010) s'est concentré sur l'utilisation de sable faiblement cimenté comme matériau pour la construction de barrages et de murs de soutènement en Corée. Les résultats ont montré que les propriétés mécaniques étaient améliorées au cours de cycles H/S successifs à partir de 8 % de teneur en ciment par rapport à la masse de sable. Les travaux de (Guimond-Barrett, 2013) montre que dans les cycles H/S, tant que les périodes de séchage n'induisent pas de microfissuration, la résistance en compression et la rigidité des bétons de sol à base de limon et sable formulés avec du CEM III 32.5 continuent d'augmenter avant que le processus d'hydratation du ciment ne soit terminé.

Cet article présente de manière synthétique les résultats des travaux expérimentaux qui ont été conduits afin de mieux comprendre l'influence de la nature sol et du liant sur la durabilité du béton de sol. L'étude présente tout d'abord les propriétés des matériaux utilisés pour la confection du béton de sol. Ensuite, les étapes de formulation, de confection et de conservation des éprouvettes de béton de sol sont détaillés. Puis, les démarches expérimentales pour la réalisation des essais de carbonatation et cycles H/S sont également présentés. En fin, les propriétés du matériau sont analysées en situation de cycles de vieillissement accéléré (H/S) et de carbonatation

II. Programme expérimental

1. Caractéristiques des matériaux

a) Les sols

Dans cette étude, deux sols ont été utilisés comme agrégats pour la réalisation du béton de sol : la latérite (dénommée LA) et le sable argileux (dénommé SA). Ces matériaux proviennent respectivement de Simbog à Yaoundé et de Japoma à Douala au Cameroun. La classe granulaire utilisé pour les deux sols est (0/5). Une analyse granulométrie par tamisage jusqu'à 63 µm suivant la norme (*NF EN 933-1*) a été effectué sur les deux sols. La distribution granulaire des fractions fines est obtenue par analyse granulométrique au laser par voie humide. La figure 1 présente les distributions granulaires des sols (LA et SA).

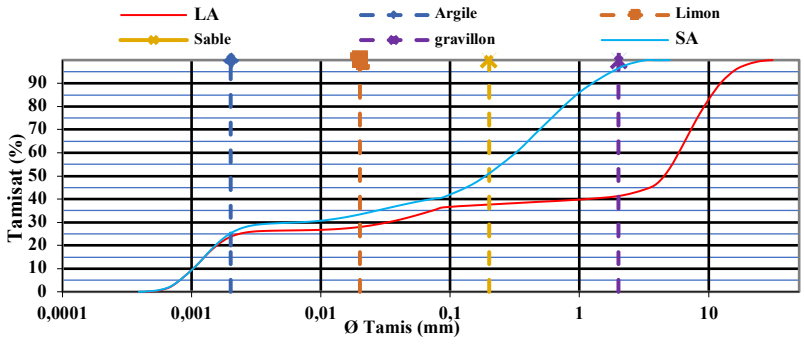


FIGURE 1. Distribution granulaire des sols (LA et SA)

Le tableau 1 présente les différentes caractéristiques intrinsèques des sols utilisés pour la fabrication du béton de sol. Les essais de poids spécifique, pH, valeur au bleu de méthylène, limites d'Atterberg (LA) et d'équivalent de sable (SE) ont été réalisés respectivement suivant les normes : (NF EN 933-8/IN1 ; NF EN 933-9 ; NF EN ISO 10523 ; NF EN ISO 17892-3 ; NF EN ISO 17892-12).

TABLEAU 1. *Caractéristiques intrinsèques de SA et LA*

Matériaux	ϱ (kg/m³)	pH (-)	Surface BET [m²/g]	VBS (-)	LA (%)			ES (%)
					Wp	WL	Ip	
SA	2487	5,34	0,90	0,43	29,33 %	56,39 %	27,06 %	10,49
LA	2688	5,23	0,76	0,90	42,64 %	76,45 %	33,81 %	5,99

LA et SA ont une limite liquide WL de 76,45% et 56,39% respectivement, un indice de plasticité Ip de 33,81% et 27,06%. Ces résultats montrent que LA5 est un sol plus plastique que SA5.

b) Les ciments

Les ciments utilisés pour cette étude sont le CEM I 52.5 N CE CP2 NF et le CEM III / C 32.5N CE PM- ES NF fabriqués en France, respectivement par EQIOM et CALCIA, et le CEM II B-P 42.5 R NC fabriqué au Cameroun par CIMENCAM, filiale du groupe LAFARGE. Le tableau 2 présente la masse volumique absolue et la surface spécifique des ciments utilisés pour la fabrication du béton de sol.

TABLEAU 2. *Caractéristiques des ciments utilisés*

Matériaux	ϱ (kg/m³)	Surface BET [m²/g]
CEM I 52,5	3150	0,40
CEM II 42,5	3100	0,35
CEM III 32,5	2900	0,47

2. Dosages et formulations

Deux dosages en ciment (150 et 250 kg/m³) ont été retenus pour la confection des éprouvettes de béton de sol. Les abréviations retenues des bétons sol seront liées à la nature du matériau, la granulométrie, à la nature du ciment utilisé et à dosage. Par exemple, le béton de sol obtenu d'un mélange de SA de classe granulaire 0/5 avec du ciment CEM II 42,5 dosé à 250 kg/m³ sera nommé SA5C250_II.

La méthode de formulation consiste tout d'abord à fixer la valeur du dosage en ciment puis, on en déduit la quantité de sol à rajouter au mélange, de manière à obtenir 1 m³ de béton frais. Le choix du dosage en eau est ensuite vérifié expérimentalement à l'aide d'un mini-cône. Les différentes formulations ont en effet été réalisées à ouvrabilité constante en fixant un étalement compris entre 32 et 33 cm environ correspondant à un béton de sol autoplaçant. Le tableau 3 présente les formulations obtenues.

3. Confection des éprouvettes et cure

Le sol et le ciment sont tout d'abord été mélangés manuellement à sec pendant 5 minutes environ à une vitesse de 63 tours/min, de manière à obtenir un mélange homogène, suivit par un malaxage mécanique avec de l'eau est ensuite effectué à l'aide d'un malaxeur CONTROLAB pendant 10 minutes, car au-delà le malaxage n'a plus vraiment d'effet sur la résistance du béton durci (*NF EN 12350-7*).

Le tableau 3 présente les résultats obtenus des formulations et étalements du béton de sol frais.

TABLEAU 3. *Formulation et étalement du béton de sol frais.*

Sable argileux (CEM II 42.5)					
Ciment [kg/m³]	**Sol [kg/m³]**	**Eau [kg/m³]**	**E/C [-]**	**Mesure au mini-cône**	**cm**
150	1061	525	3,5	Etalement	33,0 ± 0,6
250	981	525	2,10		33,2 ± 1,0
Latérite 5 mm (CEM II 42.5)					
150	1026	570	3,80	Etalement	32,3 ± 0,8
250	939	570	2,28		32,8 ± 0,9
Sable argileux (CEM III 32.5)					
Ciment [kg/m³]	**Sol [kg/m³]**	**Eau [kg/m³]**	**E/C [-]**	**Mesure au mini-cône**	**cm**
150	1053	525	3,50	Etalement	34,1 ± 1,0
250	967	525	2,10		33,3 ± 0,8
Latérite 5 mm (CEM III 32.5)					
150	1017	570	3,80	Etalement	33,2 ± 1,2
250	924	570	2,28		33,6 ± 0,7
Sable argileux (CEM I 52.5)					
Ciment [kg/m³]	**Sol [kg/m³]**	**Eau [kg/m³]**	**E/C [-]**	**Mesure au mini-cône**	**cm**
150	1063	525	3,50	Etalement	30,8 ± 1,2
250	984	525	2,10		31,1 ± 0,7
Latérite 5 mm (CEM I 52.5)					
150	1028	570	3,80	Etalement	29,9 ± 1,1
250	943	570	2,28		30,4 ± 0,8

Le remplissage des moules est effectué en trois couches successives. Après chaque couche, les bétons de sol sont serrés par la méthode tapping (15 coups). Pour l'ensemble des mélanges, le remplissage des moules est achevé au plus tard dans les 45 minutes suivant le malaxage avec le ciment. Cela permet de limiter l'influence du temps de repos avant la mise en place sur les caractéristiques du matériau (*NF EN 12350-7*).

Directement après confection, les éprouvettes de béton de sol sont stockées dans les sacs plastiques, puis dans des bacs dans le but de permettre un séchage endogène. Les éprouvettes de béton sol sont démoulées après 7 jours de cure dans les moules. Le mode de conservation adopté dans le cadre de ces travaux est une cure à l'eau saturée en chaux.

4. Essais

a) Carbonatation

Dans notre étude, nous effectuons une carbonatation accélérée à 0, 1 et 3 jours sur des éprouvettes cylindriques (Ø=6 mm et h=4mm), et à 7, 14 et 28 jours sur des éprouvettes cylindriques (Ø=6 mm et h=12 mm), conservées dans une enceinte de carbonatation dont la teneur en CO_2 = 3%, l'humidité relative HR ≈ 60 à 70 % et la température T ≈ 20 à 30 °C, (figure 2). Nous limitons les paramètres à considérer grâce à différents protocoles afin de mieux cerner le comportement du matériau vis-à-vis de la carbonatation. Les échantillons testés sont soumis à exposés au CO_2 sur une face afin de maitriser son évolution dans une direction. Au préalable, les éprouvettes sont

récupérées après maturation à 90 jours dans l'eau, pesées, préséchées à l'étuve pendant 24h et 48h respectivement pour les éprouvettes cylindriques (Ø=6 mm et h=12 mm) et (Ø=6 mm et h=12 mm). Sortie de l'étuve, les éprouvettes sont pesées puis filmées à l'aide de papier aluminium autocollant. Les faces latérales sont alors étanchéisées ainsi qu'une des bases. Une seule face est alors exposée à l'air et au CO_2 contenu dans l'air.



Figure 2 : Dispositif expérimental pour la carbonatation : a) étuve, b) échantillon avec une face exposé, c) enceinte de carbonatation

b) Cycles humidification-séchage

Les cycles (H/S) sont démarrés après 90 jours de conservation endogène. Les éprouvettes de béton de sol de dimensions (Ø = 60 mm et h = 120 mm) sont successivement immergées dans l'eau puis séchée, afin d'engendrer un vieillissement accéléré du fait des cycles de variations dimensionnelles qui en découlent.

Une phase de 2 jours d'immersion dans l'eau a été adoptée et correspond pour les bétons de sol testés à un degré de saturation optimal (masse stabilisée). La phase de séchage est cependant plus délicate à établir, car la vitesse de séchage dépend à la fois de la formulation, de la taille de l'éprouvette, de la température et de l'hygrométrie (Hessouh, 2021b). Dans cette étude, le séchage a consisté à placer les éprouvettes de béton de sol cylindriques (Ø = 60 mm et h = 120 mm) dans une salle à température et humidité relative contrôlée (21 ± 6 °C et 69 ± 18 %) pendant 2 semaines, (figure 3). L'objectif recherché étant de se rapprocher au mieux des conditions naturelles (H/S).

Le suivi de l'évolution de la masse et de la Rc a été réalisé après 2, 4 et 6 cycles sur 3 éprouvettes pour chaque formulation.

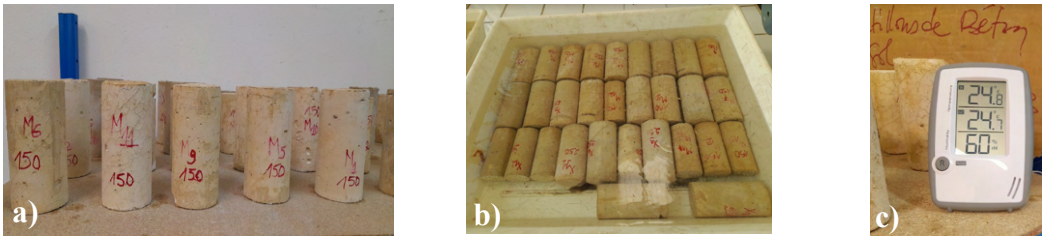


Figure 3 : Dispositif expérimental pour les cycles H/S : a) Séchage des éprouvettes, b) humidification des éprouvettes et c) Dispositif de contrôle de température et hygrométrie

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

1. Carbonatation

a) Perte de masse

L'évolution de la ζ en fonction de la racine carrée du temps sur les éprouvettes (Ø=6 mm et h=4mm) est présentée sur la Figure 4 (a, b et c). Les résultats obtenus sur les différents bétons de

sol montrent que la ζ varie globalement entre 10 et 27 % environ. La ζ est mesurée aussi bien à l'étuve que dans l'enceinte de carbonatation.

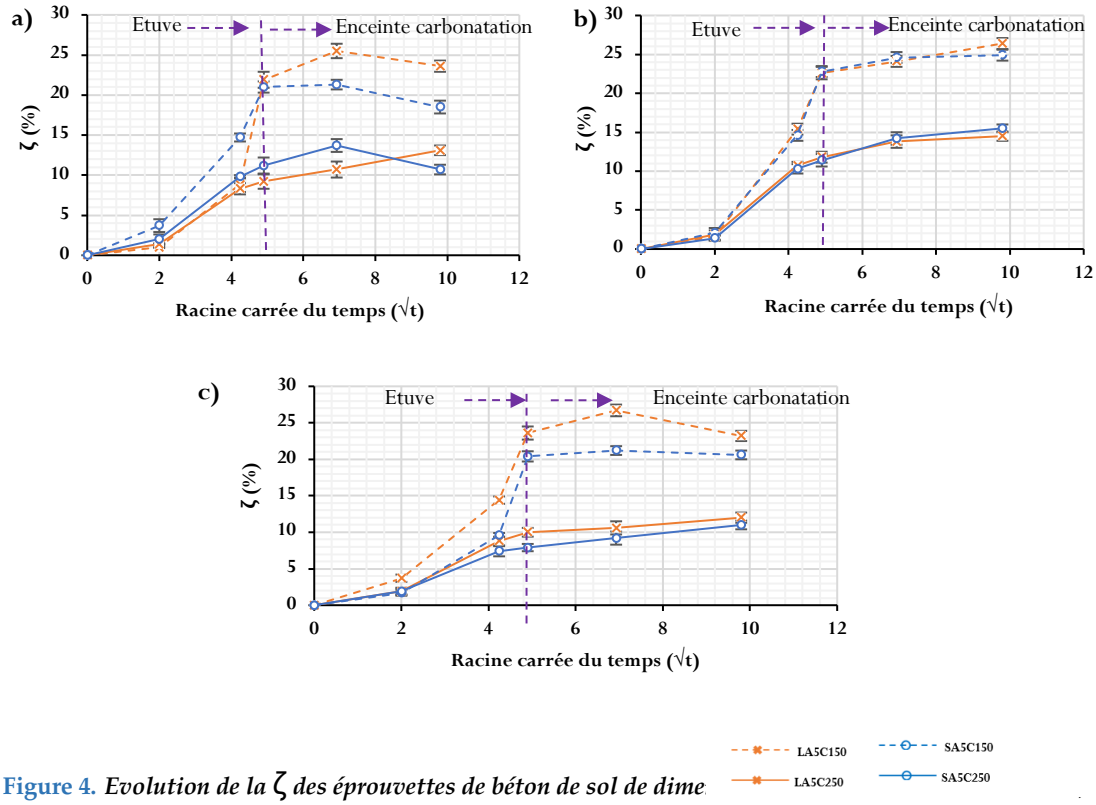


Figure 4. ***Evolution de la ζ des éprouvettes de béton de sol de dime dosées à 150 et 250 kg/m³ en fonction du temps, formulées avec : a) CEM I 52. 5 ; b) CEM II 42.5 et c) CEM III 32.5***

La ζ du béton de sol est due au départ de l'eau libre et liée dans le matériau. Elle est due à une augmentation de la température entrainant une évaporation de l'eau dans le réseau poral du matériau. Cette quantité d'eau perdue est inférieure à la quantité d'eau de gâchage entrant dans la composition du béton de sol. Les résultats expérimentaux obtenus donnent des valeurs plutôt élevées de la ζ pour les formulations à base de LA5 que ceux à base de SA5 quel que soit le type de liant utilisé. Ceci s'explique par la quantité d'eau de gâchage entrant dans la formulation du béton de sol plus importante dans LA5C que dans SA5C. Sur l'ensemble des courbes obtenues, la ζ des bétons de sol est plus importante sur les faibles dosages en ciment (150 kg/m³) comparativement aux forts dosages en ciment (250 kg/m³).

b) Profondeur de carbonatation

La Xc est mesurée sur l'ensemble des formulations après 90 jours de maturation dans l'eau. La figure 5 présente l'évolution de Xc en fonction de la racine carrée du temps sur les éprouvettes de béton de sol étudiées de dimension (Ø=6 mm et h=4mm) et (Ø=6 mm et h=12mm). L'évolution de Xc en fonction de la racine carrée du temps montre que la cinétique de carbonatation évolue linéairement en fonction de la racine carrée du temps. L'augmentation du dosage en ciment entraine une diminution de Xc dans les bétons de sol. Des études sur le béton ordinaire par (Duval, 1992; Venuat & Alexandre, 1968) ont montré que la profondeur carbonatée est d'autant plus faible que le dosage en liant est élevé.

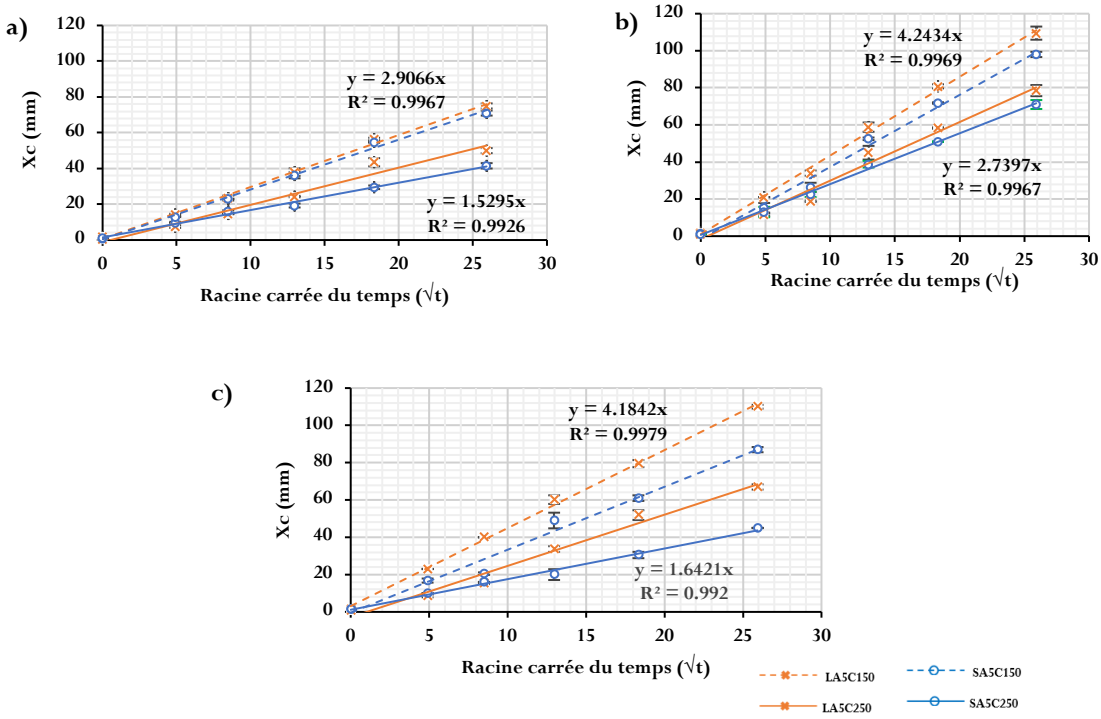


Figure 5. ***Evolution de Xc des éprouvettes de béton de sol à base de SA5 et LA5, dosées à 150 et 250 kg/m³ en fonction de la racine carrée du temps et formulées avec : a) CEM I 52.5 ; b) CEM II 42.5 et c) CEM III 32.5***

En effet, un fort dosage en ciment, d'une part, augmente la teneur en produits carbonatables (portlandite...), ce qui ralentit l'avancement du front de carbonatation, et d'autre part, réduit la porosité, donc ralentit la diffusion de CO_2. Après 28 jours dans l'enceinte de carbonatation par exemple et pour un dosage en ciment de 150 kg/m³, la valeur de Xc des formulations à base de LA5 formulées avec du CEM I 52.5, du CEM II 42.5 et du CEM III 32.5 sont respectivement de 75 mm, 109,5 mm et 110 mm. L'ensemble des courbes de la figure 5 montre que les formulations à base de LA5 sont plus sensibles à la carbonatation que les formulations à base de SA5. Ceci s'explique par un rapport E/C plus élevé pour les formulations à base de LA5, car plus il est élevé plus le matériau contient de l'eau libre susceptible de s'évaporer. L'évaporation de l'eau excédentaire conduit à une forte porosité favorisant ainsi la diffusion du CO_2 dans le réseau poral (Song et al., 2006; Sulapha et al., 2003). La Xc des bétons de sol augmente avec leur rapport E/C dans le matériau. Des résultats obtenus, on constate que comparativement aux formulations avec du ciment Portland (CEM I 52.5), les formulations avec du ciment au laitier haut fourneau (CEM III 32.5) sont plus sensibles à la carbonatation. L'incorporation d'additions minérales (laitier de haut-fourneau) dans les matériaux cimentaires accélère leur carbonatation à cause de la faible teneur en clinker, ce qui réduit leur teneur en Portlandite (produit carbonatable) et diminue le pouvoir tampon de la solution interstitielle (Namoulniara, 2015).

c) Porosité accessible à l'eau

La porosité à l'eau a été déterminée et présentée sur la figure 6 (a, b et c), qui montre l'évolution de la porosité (η) en fonction de la nature et du dosage du ciment et de la nature du sol.

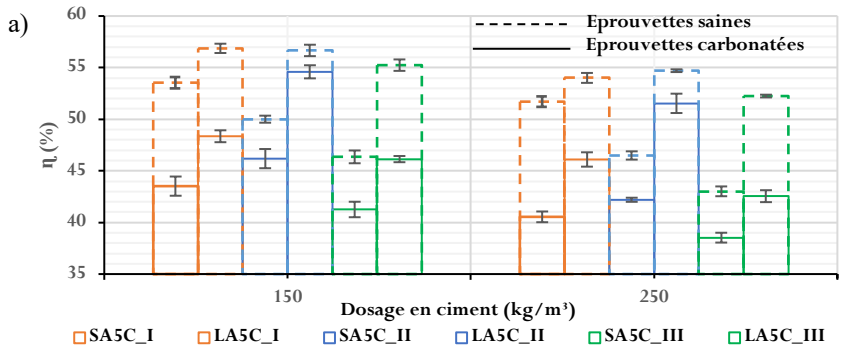


Figure 6. ***Evolution de la η des éprouvettes des bétons de sol de dimension 6*12 cm² à base de SA5 et LA5 en fonction du dosage en ciment.***

Les mesures faites à 28 jours sur les éprouvettes carbonatées montrent une réduction de la η sur le béton de sol. La diminution est estimée entre 14,6 et 21,7 % pour les formulations avec du CEM I 52.5, entre 2,1 et 9,2 % pour le CEM II 42.5 et entre 4,9 et 18,4 % pour le CEM III 32.5. Cette diminution de (η) peut s'expliquer par le remplissage des pores par les néoformés dans les matériaux, avec variation des volumes molaires de la portlandite. En effet, la réaction relative à la transformation d'une mole de $Ca(OH)_2$ en une mole de $CaCO_3$ par action de CO_2, induit un accroissement du volume de la phase solide, donc une diminution de l'espace poreux (Thiery, 2006). La η est plus importante dans le béton de sol à base de LA que celui à base de SA. Ceci à cause d'une plus grande quantité d'eau entrant dans sa confection pour une même ouvrabilité.

2. Cycles H/S

a) Observations visuelles

La figure 7 présente un exemple d'observation visuelle des bétons de sol à base de LA5 formulé avec du CEM I 52.5, dosé à 150 kg/m³.

Cycle 2 **Cycle 4** **Cycle 6**

Figure 7. ***Observation visuelle des éprouvettes de béton de sol à base LA5 dosé à 150 kg/m³ et formulé avec du CEM I 52.5 et soumis aux cycles H/S***

Soumis aux cycles H/S, les éprouvettes de béton de sol présentent des desquamations, lessivages et fissurations comme dégradations sur leurs surfaces. Un phénomène de retrait a lieu pendant la phase de séchage des éprouvettes de béton de sol (retrait endogène, et de dessiccation). Ce retrait est causé par le déséquilibre hydrique entre l'intérieur des éprouvettes de béton de sol et le milieu ambiant de la salle de séchage.

b) Perte de masse

La figure 8 montre l'évolution de la ζ des bétons de sol à base de sable argileux et de latérite formulés avec les trois types de ciment (CEM I 52,5, CEM II 42,5 et CEM III 32,5) en fonction du nombre de cycles H/S.

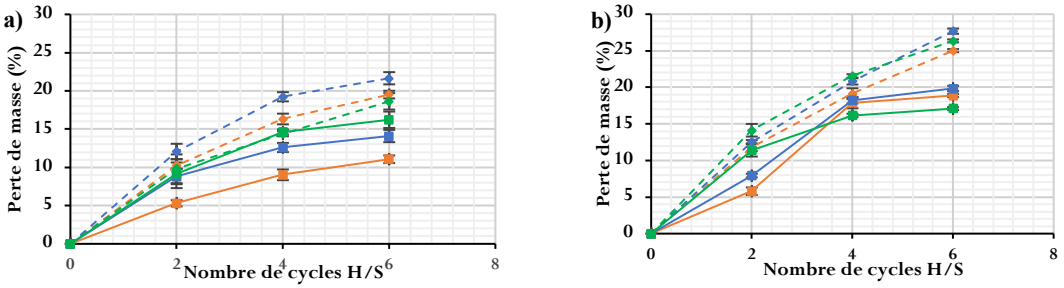


Figure 8 : ***Evolution de la ζ en fonction du nombre de cycles H/S. a) SA et b) LA***

La figure 8 montre que la ζ augmente en fonction du nombre de cycles H/S. Cette tendance presque linéaire s'explique par la progression de la fissuration du matériau au fil des cycles, qui a lieu de la surface vers le cœur des éprouvettes et qui tend à favoriser le séchage. Concernant l'influence de la nature du sol, les valeurs de la ζ des formulations à base LA5 sont plus élevées que celles des formulations à base de SA5. Ceci peut s'expliquer par une plus grande quantité d'eau utilisée pour la formulation à base de LA5. On note sur les courbes obtenues que les valeurs de la ζ des bétons de sol sont plus grandes sur les faibles dosages en ciment (150 kg/m³) comparativement aux forts dosages en ciment (250 kg/m³).

c) Résistance en compression

L'évolution de la Rc en fonction du nombre de cycles H/S est présentée sur la figure 9 pour l'ensemble des formulations de béton de sol.

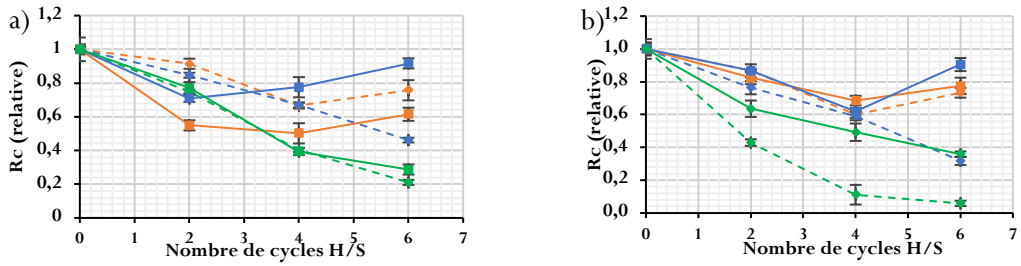


Figure 9 : ***Evolution de la résistance en compression en fonction du nombre de***

Les résultats de la Rc sur la figure 9 sont normalisés par rapport aux valeurs initiales déterminées après 90 jours de cure dans l'eau. Les courbes de la figure 8 montrent qu'au bout de 6 cycles H/S, les chutes de la Rc les plus importantes sont observées sur les éprouvettes de béton de sol formulé avec du CEM III 32.5 et dosé à 150 kg/m³ et dont les valeurs atteignent 94 % sur les formulations à base de LA5 et 79 % sur les formulations à base de SA5. Tout ceci montre que la Rc des formulations faites avec du CEM I 52.5 et du CEM II 42.5 et soumises aux cycles H/S sont moins affectées que celles formulées avec du CEM III 32.5. L'analyse par exemple de la Rc du 6ème cycle par rapport au 4ème cycle sur les éprouvettes à base de SA5 et LA5 formulées avec du CEM I 52.5, du CEM II 42.5 et du CEM III 32.5 permet de mettre en évidence l'influence de la nature du sol sur l'évolution de la Rc en fonction du nombre de cycle H/S. Ainsi par exemple pour les éprouvettes formulées avec du CEM I 52.5, le gain est de 9 % et 11 % sur les formulations à base de SA5 dosées respectivement à 150 et 250 kg/m³ puis de 13 % et 9 % sur les formulations à base de LA5 dosées respectivement à 150 et 250 kg/m³.

IV. CONCLUSION

Plusieurs facteurs peuvent affecter la durabilité des bétons de sol : la nature du sol, la nature et le dosage en ciment, les conditions de remplissage et de serrage et le type de cure. Dans cette

étude, deux paramètres de durabilité ont été étudiés sur les bétons de sol à savoir : la carbonatation et les cycles H/S :

1) Pour la carbonatation des bétons de sol
   a) La nature du sol influence l'évolution de la ζ et de Xc en fonction de la racine carrée du temps. Ceci s'explique par un rapport E/C plus élevé pour les formulations à base de LA5, car plus il est élevé plus le matériau contient de l'eau libre susceptible de s'évaporer.
   b) La Xc évolue linéairement en fonction de la racine carrée du temps et l'augmentation du dosage en ciment entraine une diminution de Xc dans ces bétons de sol.
   c) Les formulations avec du CEM III 32.5 sont plus sensibles à la carbonatation que les formulations avec du CEM I 52.5 et du CEM II 42.5. Ceci s'explique par la teneur en produits carbonatables (portlandite) plus élevés sur les formulations avec du CEM I 52.5 et du CEM II 42.5 qu'avec du CEM III 32.5.
2) Pour les cycles H/S
   a) La nature du sol et le dosage en ciment influencent l'évolution de la ζ en fonction des cycles H/S. Ceci est dû à la quantité d'eau utilisée pour la formulation.
   b) L'évolution de la Rc du béton de sol en fonction du nombre de cycles H/S est influencée de façon importante aussi bien par la nature du sol que par la nature du liant. Pour ce qui est de la nature du sol, les formulations à base de LA5 sont plus sensibles aux cycles H/S que ceux à base de SA5.

REFERENCES

Abbey, S., & Ngambi, S. (2015). Understanding the performance of deep mixed column improved soils-a review. *International Journal of Civil Engineering & Technology (IJCIET)*, *6*(3), 97-117.

Duval, R. (1992). La durabilité des armatures et du béton d'enrobage. *Paris: Pressesde l'École Nationale des Ponts et Chaussées*, 173-225.

Guimond-Barrett, A. (2013). *Influence of mixing and curing conditions on the characteristics and durability of soils stabilised by deep mixing* [PhD Thesis]. Université du Havre.

Hessouh, J. (2021a). *Caractérisations physique et mécanique, et durabilité des bétons de sol : Matériaux de laboratoire et matériaux de chantiers* [Phdthesis, CY Cergy Paris Université].

Namoulniara, D. K. (2015). *Etude expérimentale de la diffusion du CO2 et des cinétiques de carbonatation de matériaux cimentaires à faible dosage en clinker* [PhD Thesis]. Université de La Rochelle.

Norme ciment NF EN 197-1 : Composition des ciments courants | Infociments. (s. d.). https://www.infociments.fr/norme-beton-nf-en-197-1-composition-des-ciments-courants

Park, S.-S. (2010). Effect of wetting on unconfined compressive strength of cemented sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, *136*(12), 1713-1720.

Song, H.-W., Kwon, S.-J., Byun, K.-J., & Park, C.-K. (2006). Predicting carbonation in early-aged cracked concrete. *Cement and Concrete Research*, *36*(5), 979-989.

Sulapha, P., Wong, S. F., Wee, T. H., & Swaddiwudhipong, S. (2003). Carbonation of concrete containing mineral admixtures. *Journal of materials in civil engineering*, *15*(2), 134-143.

Thiery, M. (2006). Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires : Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques. *ETUDES ET RECHERCHES DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES-SERIE OUVRAGES D'ART, OA 52*.

Venuat, M., & Alexandre, J. (1968). De la carbonatation du béton. *Revue des matériaux de construction*, *638*, 640.

Identification tridimensionnelle du réseau poreux d'une argile par imagerie FIB-MEB

Fares BENNAI, Mahdia HATTAB, Yanzheng DING, Mohamad JRAD, Julien GUYON

Université de Lorraine, CNRS, Arts et Métiers ParisTech, LEM3, F-57000 Metz, France

RESUME L'objectif de cet article est de proposer une nouvelle approche permettant d'étudier en 3D la variation des propriétés des pores d'une argile saturée et remaniée en lien avec le chargement mécanique. Un chargement œdométrique a été appliqué à un échantillon d'argile reconstituée jusqu'à un certain niveau de contrainte. Une observation post-mortem utilisant la microscopie électronique à balayage (MEB) couplée à un faisceau ionique focalisé (FIB) a été utilisée pour observer un micro-volume de l'échantillon permettant de visualiser la structure 3D de la microstructre. Une reconstruction du micro-volume a été réalisée en utilisant une nouvelle méthode de traitement, dans laquelle l'intelligence artificielle est intégrée pour la segmentation des pores. Ainsi, les propriétés de l'espace poral peuvent être quantifiées. La distribution de la taille des pores est ensuite comparée avec les résultats donnés par la porosimétrie au mercure.

Mots-clefs observations FIB-MEB, pores, apprentissage automatique, chargement œdométrique.

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Le phénomène de transport dans les milieux argileux est l'un des points essentiels qui doit être pleinement compris dans les problèmes d'ouvrages géotechniques. On peut citer parmi les applications les barrières ouvragées, le stockage de déchets toxiques, mais aussi les phénomènes de retrait/gonflement ou plus globalement les problématiques liées à la présence d'eau dans les sols. La structure poreuse et les propriétés minéralogiques des particules d'argile et leur évolution lors d'un chargement mécanique et/ou hydrique jouent un rôle important dans la maîtrise des ouvrages qui les contiennent.

La complexité du comportement mécanique de l'argile a été mise en évidence depuis longtemps dans de nombreux travaux de la littérature, en particulier la manière dont la microstructure varie avec le chargement mécanique (Collins et McGown 1974; Delage et Lefebvre 1984; Hicher et al. 1994; Bai et Smart 1997; Hicher et al. 2000; Hattab et Fleureau 2011). Différentes techniques ont été développées dans le but de caractériser les propriétés microstructurales des argiles, comme par exemple la porosimétrie au mercure qui permet d'obtenir une distribution de la taille des pores (Delage et Lefebvre 1984; Hattab et al. 2013), et la microscopie électronique à balayage (MEB), une technique d'investigation courante pour identifier l'organisation microstructurale de la matrice argileuse. Liu et al. (2011) ont développé une technique permettant de convertir les pores en une forme vectorielle à partir de pixels pour représenter des lignes droites permettant de tracer la frontière des pores et d'estimer leurs paramètres géométriques. Ainsi, trois paramètres statistiques peuvent être introduits pour identifier les propriétés des pores en termes de surface,

de variation de forme et d'orientation. D'autres méthodes de quantification ont été utilisées telles que la théorie fractale de Qinghui et al. (2016) qui détermine les orientations des pores, ou encore la technique développée par Gao et al. (2020b) et Zhao et al. (2020) permettant d'isoler chaque pore et de le représenter par une ellipse puis calculer ses paramètres morphologiques. Hammad et al. (2013) et Cotecchia et al. (2016), et plus récemment Zhao et al. (2020) et Gao et al. (2020b) ont montré que la réponse au chargement mécanique impacte fortement la forme et l'orientation des micropores eux-mêmes influencés par l'évolution des orientations des particules (Gao et al. 2020a).

Ces études ont apporté d'importantes contributions à la relation entre les mécanismes de déformation et les changements à l'échelle de la microstructure. Toutes ces approches basées sur la technique d'observation par MEB sont souvent réalisées sur des surfaces planes identifiées dans l'échantillon, ce qui représente une forte limitation. L'analyse proposée dans cet article combine l'imagerie FIB-MEB et un traitement d'images adapté. Cette approche permet une reconstruction en 3D de la texture de l'argile. L'objectif est de caractériser en 3D les propriétés morphologiques du réseau poreux et leurs évolutions en lien avec le chargement mécanique.

II. Matériaux et Méthodes

A. Propriétés des matériaux

Dans cette étude, une argile de type Kaolin K13 (commercialisée par Sibelco, France) est utilisée. L'analyse par diffraction des rayons X révèle une grande proportion de kaolinite (plus de 90%), du quartz (moins de 10%), et des traces d'illite.

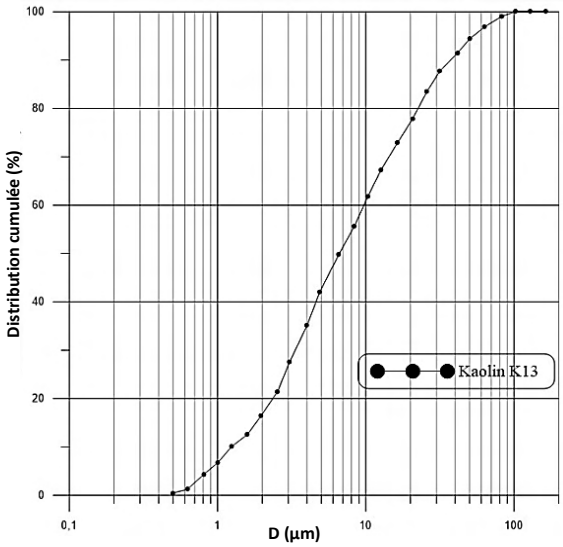


Figure 1. Distribution granulométrique du Kaolin K13 (Cheng 2020)

Les paramètres géotechniques, qui ont été déterminés selon les essais normalisés (NF EN ISO 17892-12 et NF EN ISO 11508), sont les suivants : limite de liquidité w_L = 42 %, limite de plasticité w_P = 21 % et la densité des grains solides γ_s/γ_w = 2,63. La poudre argileuse est d'abord mélangée à de l'eau distillée pour obtenir une boue, dont la teneur en eau w_0 est de 1,5w_L. Cette boue est introduite dans une cellule œdométrique. La distribution de la taille des particules du Kaolin K13,

réalisée par granulométrie laser, est représentée dans la figure 1. Le résultat montre que les tailles moyennes des grains et des particules du Kaolin K13 se situent dans la plage de 2,5 µm à 20 µm.

B. Chargement œdométrique

L'état de contraintes œdométriques est tel que les déformations radiales ($\varepsilon_r = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$) sont empêchées, d'où la déformation volumique $\varepsilon_v = \varepsilon_1$. La contrainte axiale effective est σ'_1 et notée σ'_v tandis que les contraintes radiales effectives sont $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_r$.

Le tableau 1 donne les différents niveaux de chargements appliqués ainsi que les paramètres des essais. L'indice des vides initial est appelé e_{0i}, il est déduit de la teneur en eau initiale. L'indice des vides final mesuré à la fin de l'essai est appelé e_f.

TABLEAU 1. **Paramètres des différents essais œdométriques réalisés**

Nom de l'échantillon		**État initial**	**σ'_v (kPa)**	**e_{0i} Indice des vides initial**	**e_f Indice des vides final**
Niveau de chargement	oed_600 kPa	Boue	600	1.600	0.856
	oed_1000 kPa		1000	1.608	0.806
	oed_3000 kPa		3000	1.503	0.769

La figure 2 montre la variation de l'indice des vides (e) en fonction de la contrainte verticale effective (σ'_v). On en déduit l'indice de compression $C_c = 0{,}293$ et l'indice de gonflement $C_s = 0.084$. La corrélation établie par Biarez et Hicher (1994) $C_c = 0{,}009$ (w_L-13), suggère un indice de compression $C_{c_corrélation} = 0{,}261$, ce qui est concordant avec l'indice de compression observé dans les essais de la présente étude. La corrélation de Biarez et Hicher propose également $C_c/C_s = 4$, ce qui donne une valeur surestimée par rapport aux résultats des essais qui donnent $C_c/C_s = 2{,}9$.

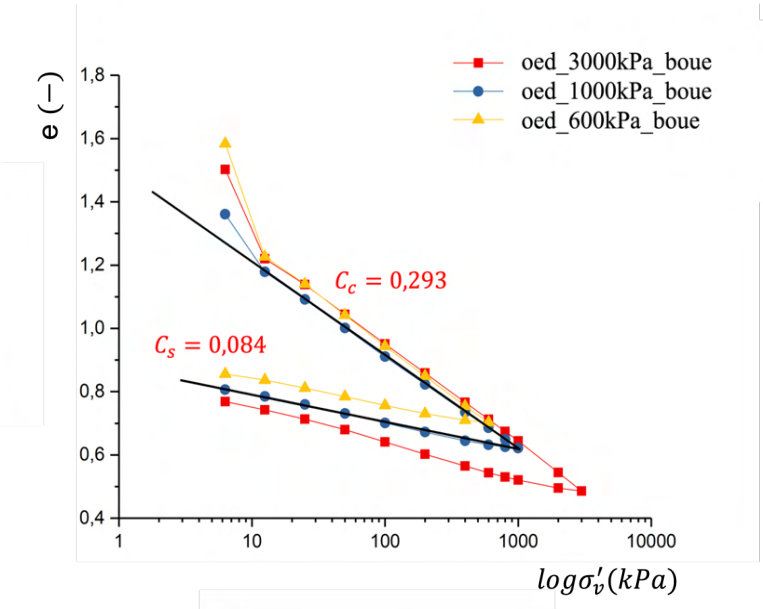


Figure 2. Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale effective

C. Préparation des échantillons pour l'observation de la microstructure

La préparation des échantillons suit les étapes suivantes : après l'essai mécanique, un petit-échantillon parallélépipédique de dimensions 15 mm × 5 mm × 5 mm est découpé dans

l'éprouvette originale ayant subi le chargement mécanique, en utilisant un fil coupe beurre. Les observations FIB nécessitent que le petit-échantillon soit complètement sec aussi un processus de lyophilisation adaptée a été utilisé permettant d'éliminer l'eau interstitielle par sublimation. Ce protocole proposé par Delage et al. (1982) et Delage et Pellerin (1984) préserve et maintient intacte la structure argileuse avant les observations microscopiques. Une fracture a été réalisée après congélation de façon à faire apparaitre une surface dont la structure est maintenue intacte. Ainsi, le petit-échantillon obtenu après fracture de dimensions 7,5 mm × 5 mm × 5 mm est fixé sur un support et sa surface a été métallisée avec de la poudre de carbone et d'or. Le petit-échantillon est ensuite introduit dans la chambre du microscope pour des observations couplées FIB-MEB. Le petit échantillon est référencé par rapport à l'axe de la contrainte verticale de compression unidimensionnelle. L'axe Z est parallèle à l'axe de la contrainte (figure 3). Le plan XY constitue le plan de la surface de l'échantillon métallisée et il est perpendiculaire à l'axe de la contrainte unidimensionnelle.

D. Dispositif FIB-MEB

Le microscope FIB/SEM à double faisceau se compose d'un instrument Faisceau d'Ion Focalisé (FIB) qui permet l'utilisation d'un faisceau d'ions finement focalisé pour l'abrasion précise et locale de la matière, ainsi que d'une colonne où des électrons sont générés, accélérés et contrôlés à l'aide de lentilles électromagnétiques pour l'imagerie. Le porte-échantillon doit être incliné de 52° (figure 3) afin que le faisceau d'ions frappe l'échantillon selon un angle parallèle au plan d'imagerie (plan YZ) qui est correctement référencé dans le petit-échantillon à observer (Ding et al. 2023). Le faisceau d'ions est utilisé pour couper des couches nanométriques de 10 nm. Après chaque découpe, l'image de la surface obtenue est enregistrée via le MEB. Cette collecte d'image se déplace pas à pas dans une direction de la découpe (axe X) avec une acquisition systématique d'images. La résolution de l'image est fixée de façon à obtenir un voxel cubique de taille de 10 nm × 10 nm × 10 nm.

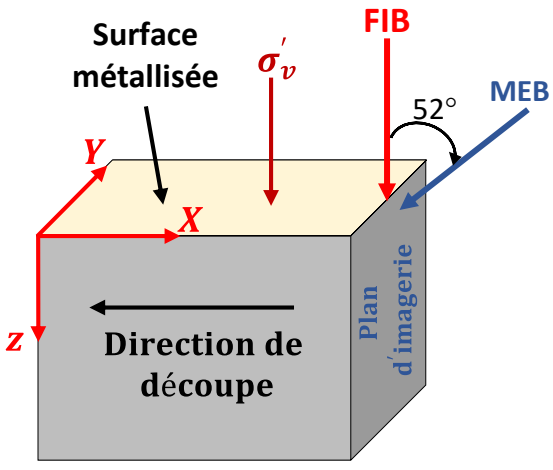


Figure 3. Principe de la technique d'observation FIB -MEB

Dans le détail, il est nécessaire de réaliser une extraction d'un micro-volume avant l'acquisition comme montrée sur la figure 4. Cette étape requiert l'utilisation du faisceau ionique pour la découpe de la matière ainsi qu'un micromanipulateur pour l'extraction. Cette opération est

particulièrement délicate car la perte du micro-volume est fréquente. Par la suite, l'observation 3D est réalisée uniquement sur le micro-volume extrait de l'échantillon.

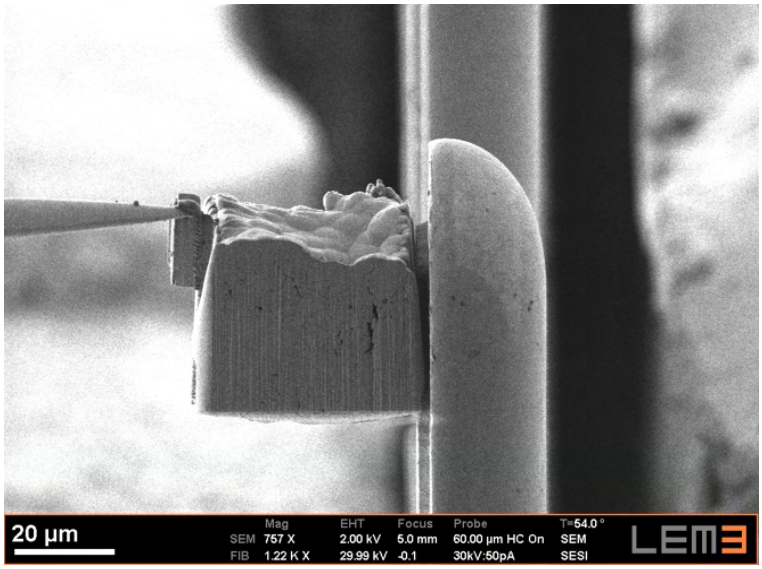


Figure 4. Extraction du micro-volume d'argile

Quant à l'acquisition d'images, parallèlement au faisceau FIB qui avance à une vitesse requise pour couper des tranches nanométriques, une acquisition synchronisée est réalisée sur chaque plan tranché. Une pile d'images (environ 3000 images) est obtenue ce qui permet de reconstruire le micro-volume en 3D dans une version digitale. Les dimensions de ce volume reconstruit sont de 38 µm × 35 µm × 45 µm. Pendant cette acquisition, des corrections automatiques ont été effectuées, ce qui garantit une acquisition d'images de bonne qualité. Ces corrections peuvent être multiples : correction de mise au point, correction d'astigmatisme d'une image focalisée et une nouvelle mise au point peut être indispensable après la correction d'astigmatisme. La durée de l'observation, y compris l'extraction du micro-volume et l'acquisition, est de 4 à 5 jours.

III. Nouvelle méthode de traitement d'images pour l'identification du réseau poral

La méthode de traitement d'image proposée nécessite trois étapes : l'étape d'alignement, l'étape de segmentation et l'étape d'individualisation.

1- Etape d'alignement : Lors de l'acquisition des images, une distorsion peut apparaître puis transmise au micro-volume digital reconstruit en 3D. Cette étape permet de corriger le désalignement des tranches (figure 5).

L'alignement primaire consiste d'abord à effectuer une transformation de bloc rigide des images fortement déformées (zones très désalignées), puis pour les zones légèrement déformées (zones peu désalignées) une translation des images peut s'avérer utile. D'autres problèmes surviennent couramment après cette étape d'alignement qui engendre des problèmes de transvection. Dans ce cas, un alignement secondaire est appliqué pour effectuer la correction.

2- Etape de segmentation : Cette étape a nécessité le développement d'une nouvelle méthode de segmentation basée sur l'apprentissage IA, car les particules d'argile (solides) doivent être efficacement séparées des pores.

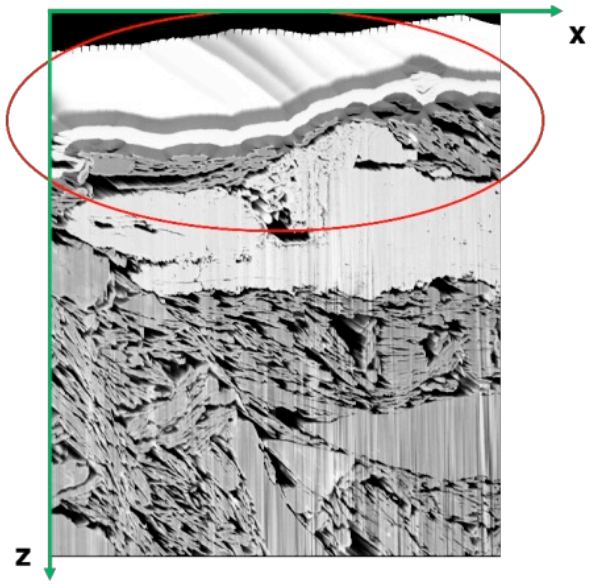


Figure 5. Désalignement de la pile d'images après l'acquisition.

On peut observer sur la figure 6a le micro-volume digital reconstruit avec la méthode développée. La figure 6b montre de son côté le réseau de pores à l'intérieur du micro-volume reconstruit après application de la méthode de segmentation.

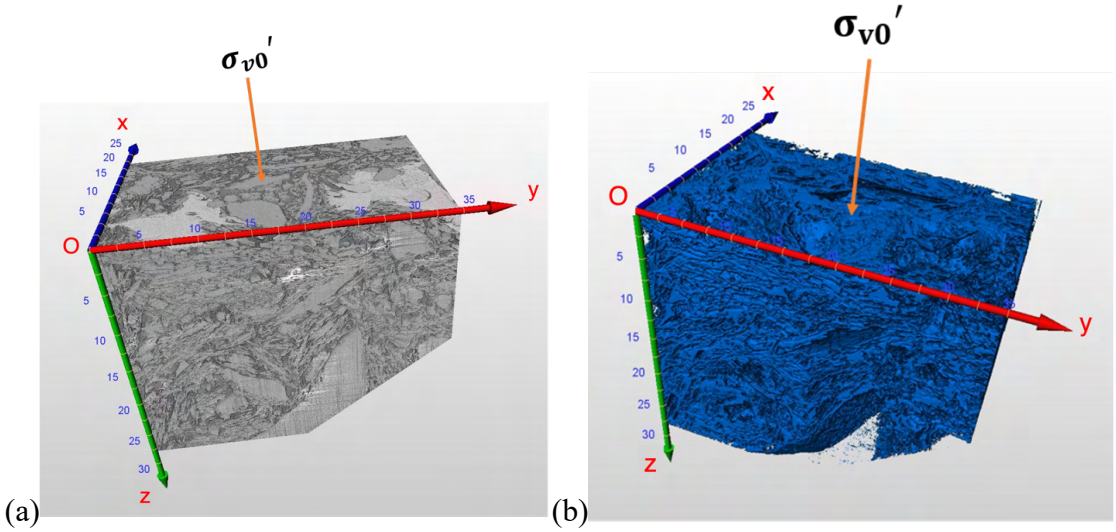


Figure 6. Micro-volume reconstruit avant et après la segmentation des pores

3- Etape d'individualisation : cette étape utilise un algorithme de watershed avec marqueurs (ME) dont l'objectif est de caractériser précisément les contours des pores. Différentes valeurs du paramètre marqueurs (ME) ont été testées sur plusieurs zones du micro-volume digital pour optimiser la précision de cette individualisation. L'analyse a conduit à la valeur optimale de ME = 8, ce qui permet d'obtenir une reconstitution réaliste des pores. Les résultats sont donnés en figure

7 où l'individualisation est présentée par un code couleur. Chaque zone colorée représente un pore isolé. En d'autres termes, deux zones voisines colorées différemment représentent deux pores distincts. Cette étape d'individualisation permettra ensuite de caractériser les propriétés des pores à travers une approche quantitative.

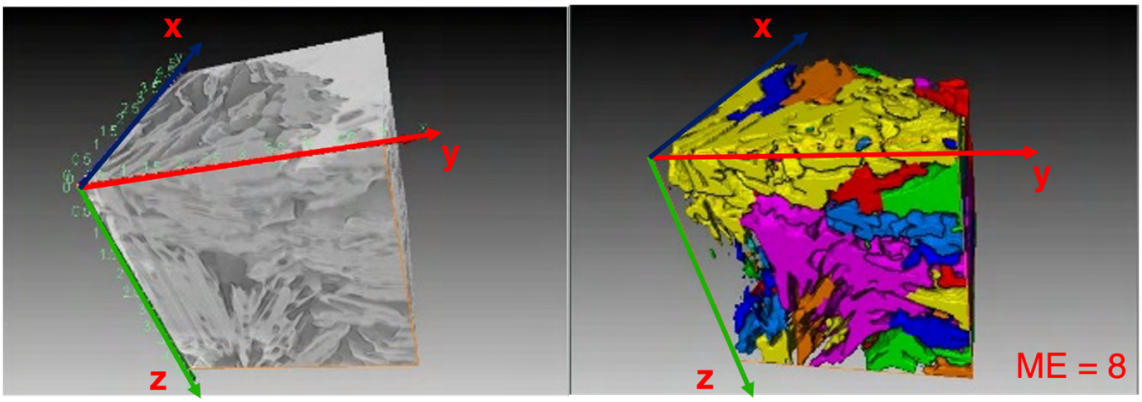


Figure 7. Exemple d'individualisation des pores (volume : 5 µm x 5 µm x 5 µm)

4- Etape d'identification des propriétés des pores : Après l'étape d'individualisation, chaque pore est représenté par une ellipsoïde définie par ses axes, le demi-axe principal noté *L*, le demi-axe intermédiaire noté *I* et le demi-axe mineur noté *S*. La morphologie du pore peut ainsi être définie à partir de deux paramètres, le flatness *f* et l'élongation *e**. Le flatness (ou planéité) est le rapport entre *S* et *I* soit $f = S/I$. Cette valeur varie entre 0 et 1, ce qui signifie que plus *f* est petit plus le pore est aplati. L'élongation des pores notée *e** représente le rapport entre *I* et *L*. Là encore, la valeur de $e^* = I/L$ est comprise entre 0 et 1 ce qui veut dire que les pores allongés ont une faible valeur de *e**.

L'orientation des pores en 3D est définie dans le repère sphérique par la colatitude φ, variant entre [0° et 90°] et la longitude θ, variant entre [0°, 360°].

IV. Résultats et discussions

La figure 8 représente les résultats d'un couplage entre *f* et *e**. On observe un nuage dense de points concentrés sur la zone des pores allongés et aplatis. Cette forme est due à la compression des pores avec le chargement œdométrique, et les pores prennent une forme lamellaire.

Les résultats de la distribution de la taille des pores obtenus par l'observation FIB-MEB ont été comparés à ceux de la porosimétrie par intrusion de mercure (PIM) obtenus par Hammad (2010) sur le même matériau. La figure 9 montre que le diamètre des pores estimé par la technique FIB-MEB se situe entre 0,04 et 4 µm, alors que le diamètre des pores mesuré par la technique PAM se situe dans un intervalle plus large entre 0,005 et 440 µm. Cette différence entre les deux méthodes est due aux échelles différentes accessibles aux deux techniques d'observation. Une autre différence concerne la porosité non connectée pouvant être visualisée par FIB-MEB, puisqu'elle se situe à une échelle de mesure adaptée à la technique FIB-MEB, mais inaccessible au mercure.

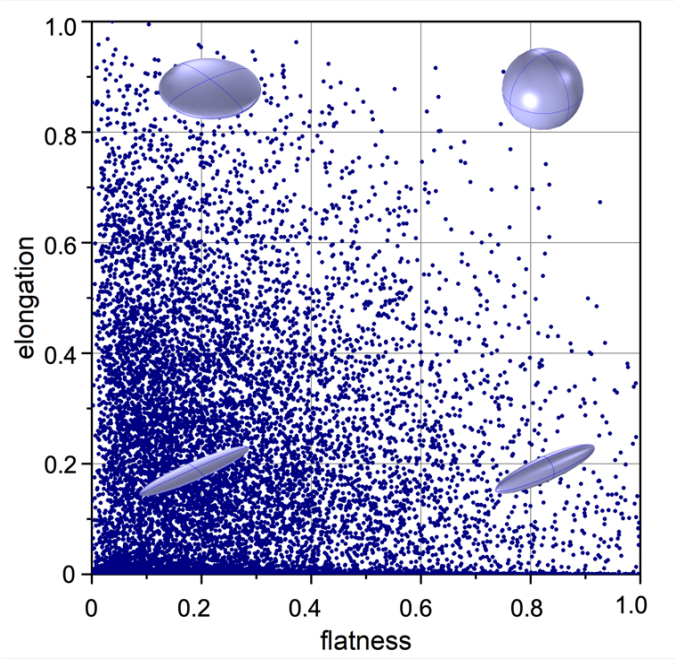


Figure 8. Forme des pores après chargement œdométrique à σ'_v = 1000 kPa

Les résultats montrent un décalage vers la droite des courbes de distribution de taille de pores obtenues par FIB-MEB et par PIM après chargement œdométrique à 1000 kPa, comparé aux courbes après une compression unidimensionnelle à σ'_v = 120 kPa. On observe que le diamètre moyen diminue de 2,06 µm à 1,86 µm en FIB-MEB ce qui indique une compression des pores avec l'augmentation du niveau de contrainte. Cette compression des pores amène à des formes de type lamellaire, comme on le voit clairement sur la figure 8.

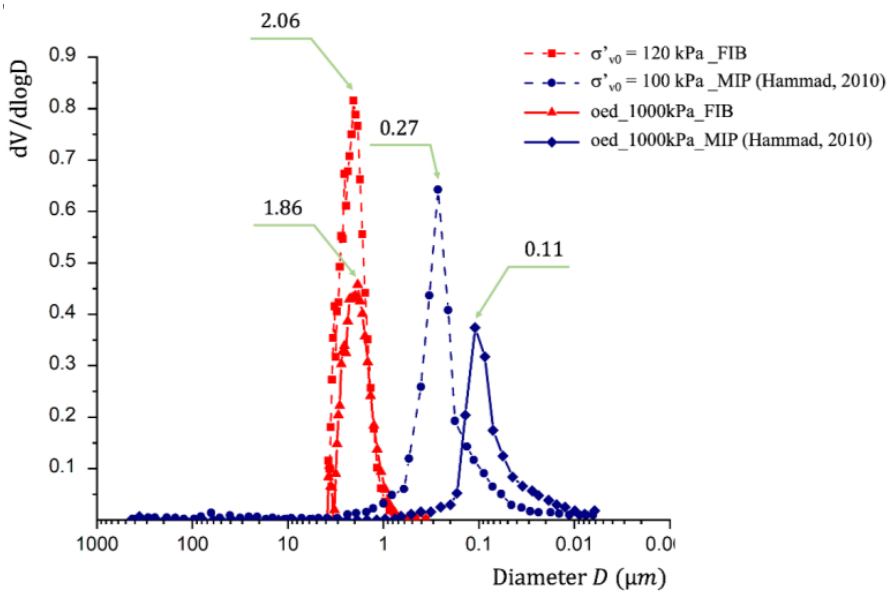


Figure 9. Distribution de la taille des pores obtenue par FIB-MEB et la porosimétrie au mercure

L'orientation des pores dans l'espace est représentée dans la figure 10 dans un repère global sous forme de dôme. Dans cette représentation chaque graduation représente un pas de 10° des angles

θ et φ, ce qui implique 324 graduations au total représentant 100% de possibilités dans la répartition des orientations des pores.

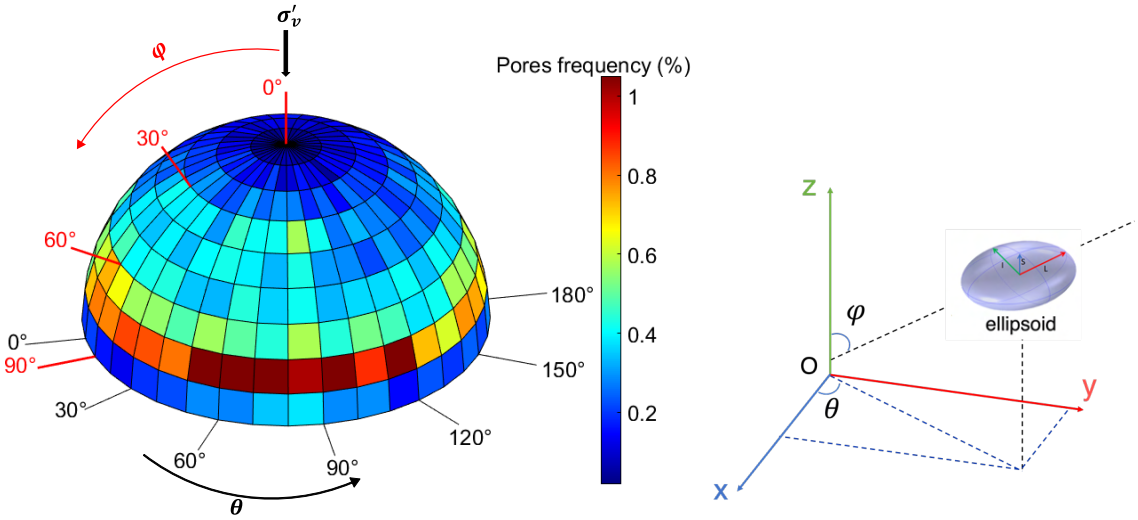


Figure 10. Orientation en 3D des pores dans le repère global après chargement œdométrique

À titre d'exemple, si les pores sont orientés de manière aléatoire ce qui traduit un réseau poreux parfaitement isotrope, le dôme fera apparaitre une distribution homogène des fréquences. Les graduations auront alors la même valeur moyenne de 0,31 % pour toutes les cases.

Les résultats présentés par la figure 10 montrent une orientation des pores suivant un angle d'environ 10° par rapport au plan horizontal (plan perpendiculaire à l'axe du chargement). Ces résultats confirment que pendant le chargement œdométrique, les pores se compriment et s'orientent progressivement vers le plan perpendiculaire à la contrainte axiale œdométrique.

V. Conclusions

Cet article présente une contribution dans le domaine de la micromécanique des argiles, visant à étudier les propriétés tridimensionnelles des micro-pores d'une argile kaolinitique saturée sous chargement œdométrique. Une nouvelle méthode, combinant l'observation tridimensionnelle par FIB-MEB et un traitement d'images basé sur l'apprentissage, a été développée. L'approche a permis de caractériser le réseau poreux et son évolution dans l'espace. Les pores sont quantifiés en termes de taille, de forme et d'orientation. Les résultats montrent qu'un chargement œdométrique provoque une compression des pores qui ont une forme lamellaire. Ces pores ont par ailleurs tendance à être plus allongés et orientés selon le plan normal à la contrainte axiale œdométrique. Enfin, les résultats FIB-MEB en termes de distribution de taille des pores ont été confrontés à ceux de la porosimétrie par intrusion de mercure. Ils montrent dans les deux cas un diamètre moyen diminuant avec l'augmentation de la contrainte verticale. Les deux techniques montrent cependant des différences liées à une différence d'échelle d'observation. La plage atteinte par la technique FIB-MEB est en effet plus restreinte et focalisée sur les petites échelles. Elle présente néanmoins l'avantage d'atteindre des pores non connectés, contrairement à la technique de porosimétrie au mercure. Comme perspective, le réseau poreux reconstruit en 3D

pourrait être utilisé pour identifier les propriétés de transport de l'argile, telles que la perméabilité.

REFERENCES

Bai, X., Smart, R. (1997). Change in microstructure of kaolin in consolidation and undrained shear. *Géotechnique*, 47, 1009–1017. https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.5.1009

Biarez, J., Hicher, P.-Y. (1994). Elementary mechanics of soil behaviour: saturated remoulded soils. Balkema, Rotterdam.

Collins, K., McGown, A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique*, 24, 223–254. https://doi.org/10.1680/geot.1974.24.2.223

Cotecchia, F., Cafaro, F., Guglielmi, S. (2016). Microstructural Changes in Clays Generated by Compression Explored by Means of SEM and Image Processing. *Procedia Engineering*,158, 57–62. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.405

Delage, P., Lefebvre, G. (1984). Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Can. Geotech. J.*, 21, 21–35. https://doi.org/10.1139/t84-003

Delage, P., Tessier, D., Marcel-Audiguier, M. (1982). Use of the Cryoscan apparatus for observation of freeze-fractured planes of a sensitive Quebec clay in scanning electron microscopy. *Can. Geotech. J.*, 19, 111–114. https://doi.org/10.1139/t82-011

Ding, Y., Bennai, F., Jrad, M., Guyon, J., Hattab, M. (2023). Three-dimensional pore network of kaolin using FIB-SEM imaging. *Particulate Science and Technology*, 1–17. https://doi.org/10.1080/02726351.2023.2292271

Gao, Q.-F., Hattab, M., Jrad, M., Fleureau, J.-M., Hicher, P.-Y. (2020a). Microstructural organization of remoulded clays in relation with dilatancy/contractancy phenomena. *Acta Geotech.*, 15, 223–243. https://doi.org/10.1007/s11440-019-00876-w

Gao, Q.-F., Jrad, M., Hattab, M., Fleureau, J.-M., Ameur, L.I. (2020b). Pore Morphology, Porosity, and Pore Size Distribution in Kaolinitic Remolded Clays under Triaxial Loading. *Int. J. Geomech.*, 20, 04020057. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001682

Hammad, T. (2010). Comportement des sédiments marins de grande profondeur : approche multiéchelle. *Thèse de doctorat*, Ecole centrale de Paris.

Hammad, T., Fleureau, J.-M., Hattab, M. (2013). Kaolin/montmorillonite mixtures behaviour on oedometric path and microstructural variations. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 17, 826–840. https://doi.org/10.1080/19648189.2013.822428

Hattab, M., Fleureau, J.-M. (2011). Experimental analysis of kaolinite particle orientation during triaxial path. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 35, 947–968. https://doi.org/10.1002/nag.936

Hattab, M., Hammad, T., Fleureau, J.-M., Hicher, P.-Y. (2013). Behaviour of a sensitive marine sediment: microstructural investigation. *Géotechnique*, 63, 71–84. https://doi.org/10.1680/geot.10.P.104

Hicher, P.Y., Wahyudi, H., Tessier, D. (2000). Microstructural analysis of inherent and induced anisotropy in clay. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 5, 341–371. https://doi.org/10.1002/1099-1484(200007)5:5<341::AID-CFM99>3.0.CO;2-C

Hicher, P.Y., Wahyudi, H., Tessier, D. (1994). Microstructural analysis of strain localisation in clay. *Computers and Geotechnics*, 16, 205–222. https://doi.org/10.1016/0266-352X(94)90002-7

Liu, C., Shi, B., Zhou, J., Tang, C. (2011). Quantification and characterization of microporosity by image processing, geometric measurement and statistical methods: Application on SEM images of clay materials. *Applied Clay Science*, 54, 97–106. https://doi.org/10.1016/j.clay.2011.07.022

NF EN ISO 11508, (2017). Qualité du sol —Détermination de la masse volumique des particules

NF EN ISO 17892-12, (2018). Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 12 : détermination des limites de liquidité et de plasticité

Qinghui, L., Jiajia, Y., Jian, Z., Zhigang, C. (2016). Microstructure Study on Intact Clay Behavior Subjected to Cyclic Principal Stress Rotation. *Procedia Engineering*, 143, 991–998. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.088

Zhao, D., Gao, Q.-F., Hattab, M., Hicher, P.-Y., Yin, Z.-Y. (2020). Microstructural evolution of remolded clay related to creep. *Transportation Geotechnics*, 24, 100367. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100367

Caractérisation expérimentale en compression/cisaillement de triplets en pierre à joint courbe

Paul Vergonjeanne[1], Thomas Parent [2], Stéphane Morel [2], Robert LE ROY[1], Thierry Ciblac[1]

[1] *ENSA Paris Malaquais, Laboratoire Géométrie Structure Architecture*

[2] *Université de Bordeaux, UMR5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie-Bordeaux (I2M), Dept.*

RESUME L'article présente une campagne de caractérisation visant à identifier des paramètres mécaniques, sur des assemblages de pierres calcaires jointoyées au mortier de chaux. Il s'agit d'expérimentations de compression/cisaillement sur des triplets de pierre qui présentent des joints courbes. Les essais ont fourni des données mécaniques révélant le comportement non linéaire des joints courbes. Les résultats ont permis de caractériser les comportements mécaniques, d'identifier les phases de fissuration, et de déterminer des paramètres clés, tels que le coefficient de frottement moyen (μ) et la raideur initiale de l'interface (K). Les observations ont également montré l'effet de la position de l'éprouvette lorsqu'elle est placée « à l'endroit » ou « à l'envers » sur les fissures et sur la résistance au cisaillement. En perspective, cette campagne expérimentale permettra de valider des approches de calcul hybride associant des modèles éléments discrets et éléments finis.

Mots-clefs joint courbe, maçonnerie, pierre calcaire, compression/cisaillement, expérimentation

Modalité de présentation Présentation orale

I.INTRODUCTION

Ce travail se place dans le contexte de la compréhension du comportement mécanique des édifices anciens en pierre de taille. De nombreuses méthodes numériques sont en développement en vue de pouvoir caractériser le comportement mécanique de ce type d'ouvrage (d'Altri et al, 2020). Dans les méthodes de modélisation dites bloc à bloc, la caractérisation expérimentale des interfaces pierre-mortier est nécessaire pour alimenter les lois de contacts régissant l'interaction entre les blocs. L'objet de l'article est de présenter une campagne de caractérisation de ces interfaces sur des assemblages de pierres (triplet) mis en œuvre avec des joints courbes et sollicités en compression/cisaillement. Les tests ont été réalisés au laboratoire I2M, département GCE, à Bordeaux, sur la plateforme labellisée Xyloplate. Ces essais s'inscrivent dans le cadre d'une thèse en architecture menée à l'école de Paris Malaquais, visant à mieux comprendre le rôle mécanique des arcs présentant des joints à emboîtement.

On entend par joints à emboîtement le fait que les surfaces de contact entre les pierres ne sont pas planes et qu'elles s'interpénètrent. Ce type de joint, ne fait que rarement l'objet d'études

mécaniques. S'ils sont rares en France, ils sont pourtant courants dans le patrimoine en taille de pierre, notamment dans l'architecture musulmane du XIII e s. (Naby, 2014).

Les tests sur des assemblages de pierres à joints plans sont couramment effectués en mode I (traction), ou en mode II (cisaillement). A titre d'exemple, des essais mécaniques sur triplets soumis à des efforts de compression/cisaillement (Venzal et al., 2020) ou sur duos soumis à des efforts de traction cyclique (Peng et al., 2022) ont récemment permis de caractériser les interfaces pierre mortier de joints plans. Ils ont conduit à l'identification de paramètres mécaniques en mode I (traction) et mode II (cisaillement) tels que la raideur de l'interface (K [Pa/m]), la contrainte cohésive (σ [Pa]), l'énergie de fissuration (G [J/m2]) ou le coefficient de frottement (μ). Il ressort de ces études expérimentales que les interfaces présentent des comportements fortement non linéaires mettant en jeu divers mécanismes dissipatifs. Sur les essais de compression/cisaillement, Venzal et al. (ibid.) observe une transition progressive entre une phase purement cohésive liée à l'endommagement vers une phase purement frictionnelle à mesure que le déplacement de cisaillement imposé à la pierre centrale augmente (la clé). Parallèlement, Peng et al. (ibid.) expose des résultats concernant des essais cyclés de traction directe mettant en évidence des mécanismes non linéaires tels que l'endommagement caractérisé par une perte de raideur de l'interface et des phénomènes de plasticité révélés par des déplacements résiduels constatés après chaque décharge. Ces recherches récentes démontrent la richesse et la complexité du comportement mécanique des interfaces pierre-mortier à joints plans. A partir de ce constat, le présent article vise à obtenir les réponses mécaniques de triplet à joints courbes soumis à des efforts de compression/ cisaillement pour comprendre et analyser leur fonctionnement mécanique.

Par ailleurs, la courbure des joints de mortier devrait entraîner une réponse hybride de l'interface combinant à la fois de la traction et du cisaillement avec frottement de l'interface pierre/mortier et de la compression/cisaillement dans les joints de mortier. La complexité et la diversité des mécanismes de rupture non linéaires de ce type d'essai permettrait donc de disposer d'un cas d'étude pertinent pour la validation de modèles micro détaillés tel que le modèle hybride développé dans le cadre du projet ANR DEMMEFI. Ce type de modèle implémenté dans le logiciel éléments discrets LMGC90 cherche en effet à simuler à la fois les non linéarités observées dans les interfaces à travers une loi de contact cohésive frictionnelle FCZM (Venzal, 2020) et dans les blocs calcaires à travers un modèle d'endommagement développé dans un cadre éléments finis (Boukham et al., 2024).

L'article se divise en deux parties, la présentation du protocole expérimental, et les résultats et leurs discussions.

II. PROTOCOLE EXPERIMENTAL

Les triplets sont composés de pierres calcaires de St Maximin, franche fine mesurant 15×10×10 cm^3, l'aspect de taille des joints est brettelé. La taille des éprouvettes a été réalisée manuellement au ciseau à main et pneumatique fig. 1(a). Un gabarit est placé sur la face de la pierre (panneau de tête), il permet de tracer le profil recherché. Une fois que la moulure composée de deux filets et d'un

talon est taillée par épannelage (discrétisation de plan), le bloc est coupé à l'aide d'un zag (scie à pierre) fig. 1(b) puis retravaillé avec un chemin de fer (rabot à pierre).



(a) (b) (c)

FIGURE 1. (a) Taille des sommiers au ciseau droit (b) Coupe au zag et (c) Éprouvettes assemblées dans des gabarits.

Avant d'assembler les triplets, les pierres sont immergées dans l'eau pendant une nuit. Le mortier est dosé en volume à trois doses de sable pour une dose de chaux, avec de la NHL 2. L'épaisseur de joint est de 7 mm. Les éprouvettes sont assemblées dans des gabarits fig. 1(c), les joints sont fichés (remplis au fer à joint). Les gabarits permettent d'obtenir des triplets parallélépipédiques avec au moins deux faces de référence perpendiculaires. Ensuite, les triplets reposent verticalement et sont pulvérisés avec de l'eau pendant 8 jours pour optimiser la cure de mortier. Afin d'avoir une résistance de mortier suffisante, on attend 3 mois de séchage en salle de conditionnement avant les tests.

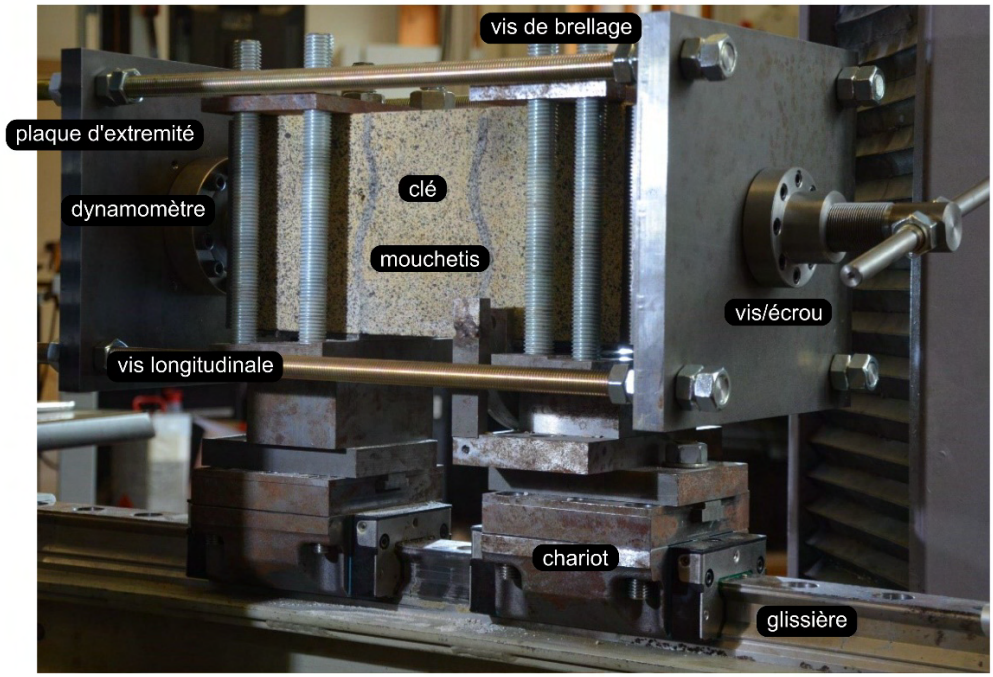


FIGURE 2. Montage pour l'essai de compression/cisaillement.

Le montage expérimental (fig.2) permet la réalisation d'essais sur triplets sollicités en compression/cisaillement. L'effort normal aux joints est préalablement appliqué à l'intérieur d'un châssis constitué de deux plaques d'extrémité retenues par quatre visses longitudinales. Ce dispositif est équipé d'un dynamomètre et d'un système de vis-écrou permettant de mesurer et d'asservir manuellement l'effort normal en temps réel.

Ensuite, le triplet est positionné sur les deux appuis d'extrémité montés sur des chariots permettant d'assurer une liaison glissière entre les pierres et le bâti. Un brellage des pierres d'extrémité est réalisé pour limiter la flexion parasite due à l'effort vertical. L'essai est asservi en déplacement vertical de la traverse qui appuie sur la clé sollicitant les joints du triplet en cisaillement. Cet asservissement permet de ne pas subir d'instabilité liée à la libération de l'énergie élastique au pic de force. On obtient ainsi la partie adoucissante de la loi de comportement.
Pendant l'essai, la contrainte normale est régulée avec le système de vis-écrou en tenant compte de la diminution de la surface effective projetée (ou équivalente) des joints liée à la descente de la clé. On appelle ici la surface équivalente projetée dans le plan transversal présentant donc des dimensions initiales largeur * hauteur de l'éprouvette.

Le suivi des déplacements des 3 blocs est assuré par des caméras positionnées de part et d'autre de l'éprouvette. D'un côté, un mouchetis est réalisé pour analyser par corrélation d'images les champs de déplacement de la surface latérale du triplet. De l'autre, huit jauges virtuelles (fig. 3) sont placées sur l'éprouvette afin de suivre en temps réel les déplacements des huit points positionnés.

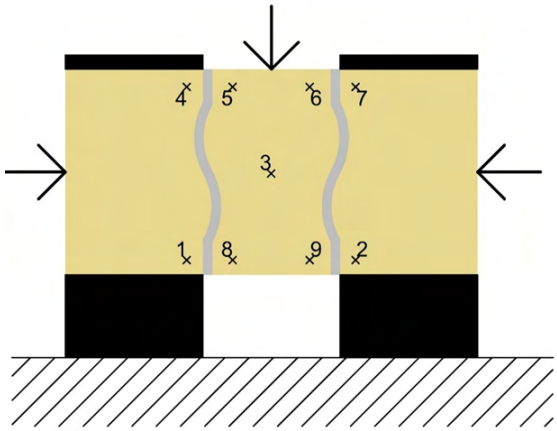


FIGURE 3. Triplet de pierre avec joint courbe à double lit brisé, emplacement des jauges et direction des efforts.

Au total, 12 éprouvettes ont été testées de la manière suivante :

- 9 éprouvettes avec 3 niveaux de contrainte normale constante allant de 0,2 MPa, 0,3 et à 0,4 MPa. (3 éprouvettes par niveau de contrainte).
- 1 éprouvette « à l'endroit », sans asservissement de contrainte normale.
- 1 éprouvette « à l'envers », à 0,3 MPa de contrainte normale.

III. RESULTATS ET DISCUSSION

Dans un premier temps, cette partie expose les résultats des essais asservis en contraintes normales, puis compare entre un essai positionné « à l'endroit » et un autre « à l'envers ».

a) Résultats des tests avec une contrainte normale effective asservie et maintenue constante.

La figure 4 présente la réponse mécanique contrainte-déplacement d'une éprouvette soumise à une contrainte normale de 0,3 MPa. La contrainte de cisaillement équivalente représente le rapport de l'effort vertical appliqué par la traverse à la clé sur la somme des 2 surfaces cisaillées équivalentes (une pour chaque joint de mortier. Le déplacement de la pierre centrale correspond au suivi de la jauge 3 positionnée au centre de l'éprouvette.

On constate un comportement linéaire, une perte de linéarité avant le pic de contrainte et un écrouissage négatif tendant vers un régime asymptotique correspondant au plateau purement frictionnel. Cette forme est caractéristique d'une interface quasi-fragile sollicitée en compression/cisaillement (Venzal et al., *op. cit.*.).

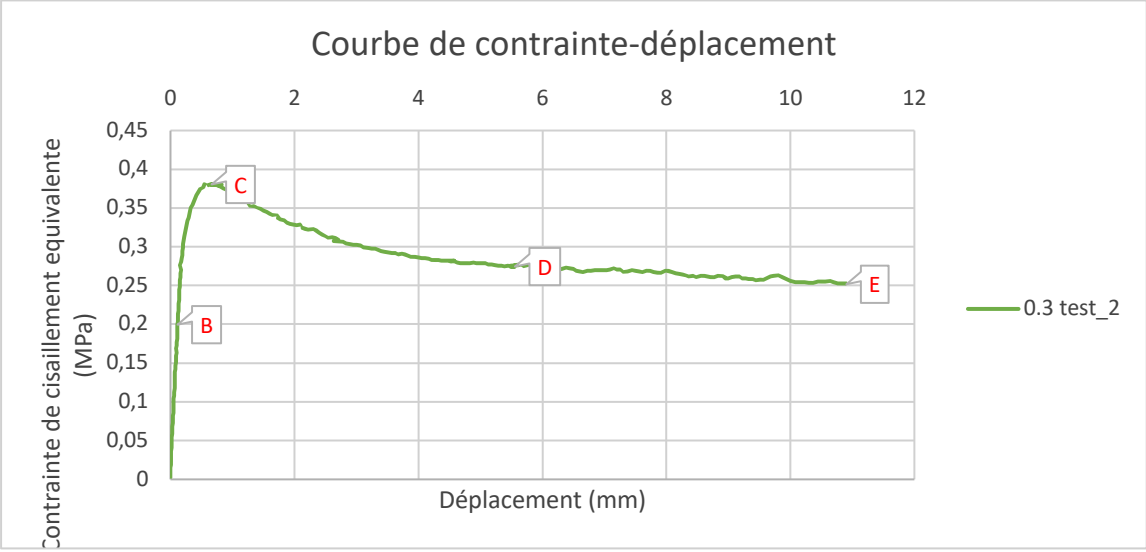


FIGURE 4. Courbe de contrainte/déplacement analyse des domaines de fissuration.

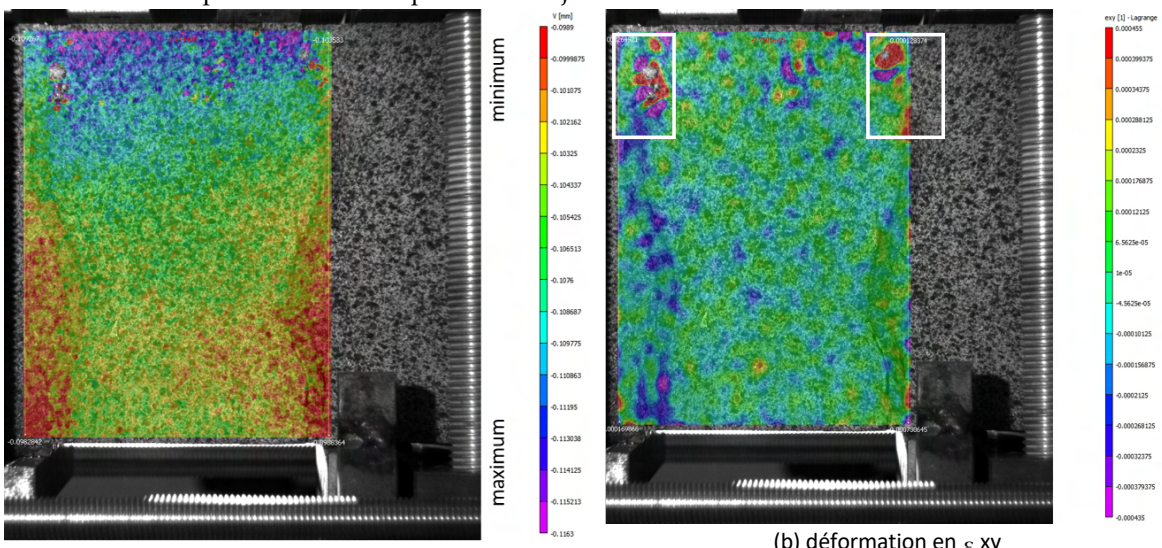
- La première partie (AB) est le domaine élastique (domaine linéaire de la courbe), correspondant au comportement réversible et cohésif de l'assemblage, il n'y a pas d'endommagement du joint.
- Un écrouissage positif se dessine ensuite le long de la branche (BC), la raideur K diminue, car des microfissures se forment entraînant la décohésion de l'interface, mais la contrainte de cisaillement σ_{cis} augmente jusqu'au pic (C).
- Le pic de contrainte (C) correspond à la contrainte maximale de cisaillement, $\sigma_{cis.max}$ soit la résistance en cisaillement de l'interface.
- La transition entre le domaine élastique et le frottement se dessine entre B et D. Elle marque le couplage entre décohésion du joint et frottement sur la surface fissurée, il s'agit d'un comportement à la fois cohésif et frictionnel.
- Enfin, la partie post-pic se termine par un plateau frictionnel à partir du point D, le palier de frottement (DE) est caractérisé par une contrainte résiduelle équivalente $\sigma_{res,eq}$. Elle représente la contrainte de frottement d'un joint plan équivalent une fois l'interface complètement endommagée.

La corrélation d'image permet de connaitre les déplacements et les déformations à chaque stade de la courbe (fig. 4). On cherche ainsi à interpréter en chaque point les champs de déformation et les mécanismes de rupture. Pour les images d'analyse présentées, l'échelle de couleur représentant les déplacements et déformations est variable. On nomme « U » les déplacements horizontaux, « V » les déplacements verticaux, « ε_{xx} » les déformations horizontales, « ε_{xy} » les déformations de cisaillement dans le plan xy et « ε_{yy} » les déformations verticales.

Jusqu'au point B, on se situe dans la phase cohésive linéaire, les déformations sont de l'ordre de 10^{-2} mm. On peut faire les constatations suivantes :

- L'ensemble de la structure descend c'est le phénomène de mise en charge, la clé est descendue plus que le reste, soit 0,01 mm (fig. 5 (a)).

- La partie supérieure des sommiers et de la clé est descendue davantage que leur partie inférieure, ce qui atteste d'une légère déformation en compression verticale du bloc central.
- Un léger déplacement horizontal des sommiers vers l'extérieur, de l'ordre de 10-2 mm est observé.
- Légère déformation « ε_{xy} » en partie haute (fig. 5(b)) atteste un début de cisaillement de la partie verticale supérieure des joints de mortier.

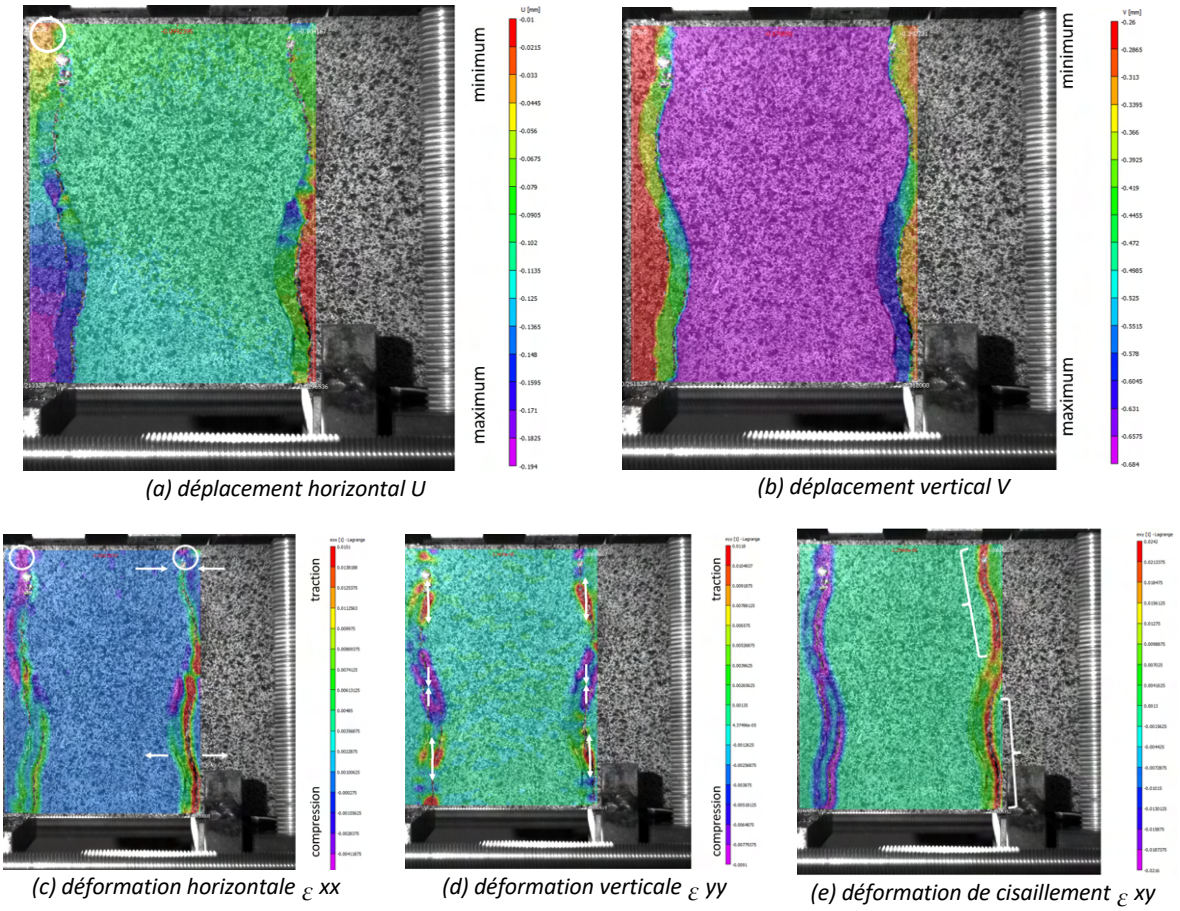


(a) déplacement vertical V (b) déformation en ε xy

FIGURE 5. Champs de déplacement et de déformation au point B

Au pic de contrainte (fig. 6), on observe :

- Un déplacement vertical relatif des blocs (fig. 6(b)) et le cisaillement des interfaces constaté (fig. 6(e)) atteste le rôle de fusible du joint de mortier lorsqu'il est sollicité en compression cisaillement. La fig. 6(e) indique les emplacements où a lieu la décohésion entre la pierre et le mortier. Sur le joint clé/sommier droit, on observe une déformation côté clé en partie supérieure. La partie inférieure montre une déformation à l'interface mortier/sommier.
- On observe par ailleurs la formation de rotules (fig. 6(a) et (c)) occasionnée par la rotation du sommier gauche. La partie inférieure du sommier connaît un déplacement horizontal plus important que la partie supérieure. La déformation horizontale « ε_{xx} » des joints (fig. 6(c)) confirme le phénomène. Les parties supérieures du joint se referment tandis que les parties inferieures s'ouvrent.
- On observe une déformation « ε_{yy} » (fig. 6 (d)) importante qui se situe au joint au niveau du point d'inflexion. Le mortier est comprimé verticalement au niveau du point d'inflexion (violet) tandis qu'il est tendu verticalement à la jonction des parties courbe et plane.



(a) déplacement horizontal U *(b) déplacement vertical V*

(c) déformation horizontale ε xx *(d) déformation verticale ε yy* *(e) déformation de cisaillement ε xy*

FIGURE 6. Champs de déplacement et de déformation au pic de contrainte (point C)

Les réponses contraintes *vs* déplacement pour chaque niveau de contrainte normal sont tracées en fig. 7. Quel que soit le niveau de contrainte normale, on constate des allures de courbes similaires à celle présentée précédemment en fig. 4. Globalement, le mécanismes de rupture pour ces neufs essais sont analogues à ceux présentés précédemment en fig. 6 et 7.

Ces courbes de comportement permettent d'identifier les paramètres frictionnels et cohésifs. Une synthèse de ces paramètres par niveau de contrainte normale est présentée dans le tableau 1. La raideur initiale de l'interface *K (Pa/m)* est déterminée manuellement par régression linéaire de la partie élastique. La contrainte équivalente au pic $\sigma_{cis.max}$ correspond au maximum de la courbe et la contrainte frictionnelle équivalente correspond à la valeur asymptotique de la contrainte en fin d'essai.

On remarque une dépendance des courbes à la contrainte normale. Ainsi la raideur *K*, la contrainte équivalente de cisaillement au pic $\sigma_{cis.max}$, et la contrainte résiduelle équivalente $\sigma_{res,eq}$ augmentent avec la contrainte normale σ_N appliquée tab. 1. Cette observation s'explique par le fait que l'on mobilise d'autant plus de frottement que la contrainte normale est élevée.

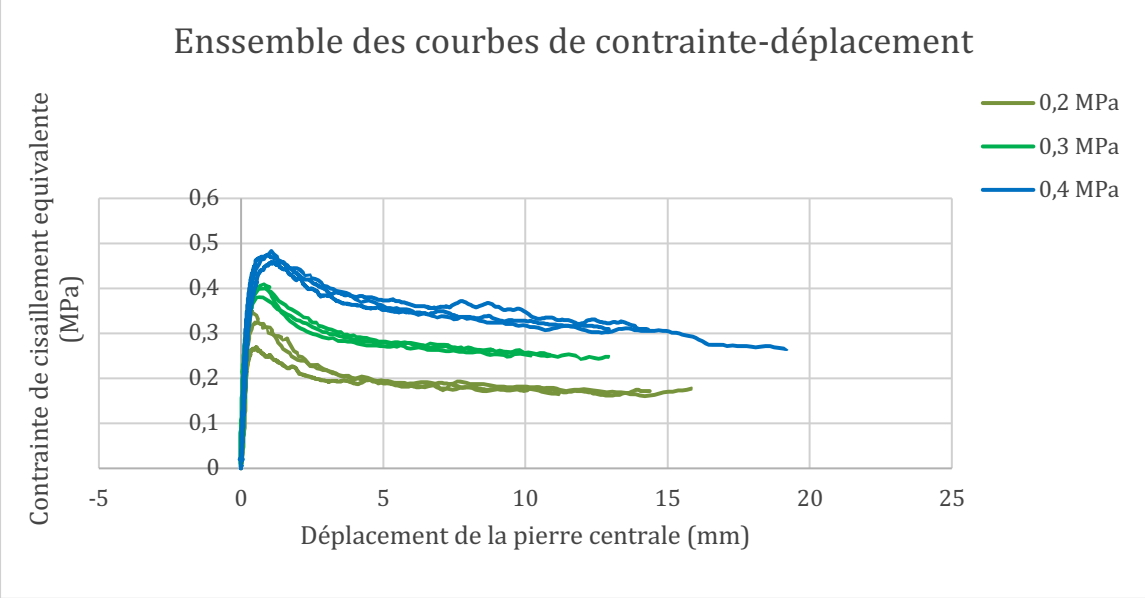


FIGURE 7. Ensemble des courbes de la contrainte de cisaillement équivalente en fonction du déplacement de la pierre centrale.

TABLEAU 1. Paramètre mécanique des tests avec une contrainte normale asservie.

Contrainte normale appliquée	**Raideur *K* (MPa/mm)** *(CV en %)*	**Contrainte équivalente au pic $\sigma_{cis.max}$ (MPa)** *(CV en %)*	**Contrainte frictionnelle $\sigma_{res,eq}$ (MPa)**
0,2 moy	1,34 (8%)	0,32 (13%)	0,17 (3%)
0,3 moy	1,45 (14 %)	0,40 (4%)	0,25 (1%)
0,4 moy	1,55 (18%)	0,47 (3%)	0,29 (9%)

Avec en moyenne une variation de 13 % pour la raideur *K* et 7 % pour la contrainte au pic $\sigma_{cis.max}$, la dispersion reste relativement faible du fait de la maîtrise des conditions aux limites de l'essai expérimental. Cette faible variabilité peut s'expliquer par :

- L'hétérogénéité du joint, présence de vide et de bulles d'air, due au fichage (remplissage) du triplet.
- L'hétérogénéité naturelle des pierres (porosité).
- Le temps de séchage hors de la salle de conditionnement, variabilité de 3 jours.
- La géométrie des pierres et des éprouvettes (planéité, taille des surfaces de joints).
- La difficulté de maintenir une épaisseur constante du joint.

Enfin, le coefficient de frottement équivalent μ de l'interface pierre-mortier peut être déterminé par régression linéaire de la courbe de contrainte résiduelle équivalente $\sigma_{res,eq}$ en fonction de la contrainte normale σ_N appliquée. On obtient un coefficient de frottement moyen μ = 0,61. Cette

valeur est plus faible que celle observée sur un joint de mortier plan de même épaisseur et constitué des mêmes matériaux $\mu = 0,7$ ce qui révèle un comportement frictionnel postrupture moins performant pour le joint courbe que pour le joint plan. L'étude des mécanismes de rupture présentés dans la suite permettra d'expliquer ce résultat.

Les résultats des essais publiés par (Boukham et al, *op. cit.*) montrent que dans le cas des joints plans pour une contrainte normale appliquée à 0,4 MPa, la contrainte équivalente au pic $\sigma_{cis.max}$ est de 0,56 MPa en moyenne avec un écart type de 3%. Pour les joints courbes, on a $\sigma_{cis.max}$ de 0,47 MPa, les joints plans sont donc 19 % plus résistants que les joints courbes.

b) Comparaison des comportements mécaniques entre les éprouvettes testées « à l'endroit » et l'éprouvette placée « à l'envers » asservie à 0.3 Mpa.

Une éprouvette a été placée dans la presse « à l'envers », c'est-à-dire que l'ensemble du triplet a été retourné de 180°. La partie concave de la clé se retrouve ici en partie supérieure (fig. 9). Le triplet est asservi avec une contrainte normale de 0,3 MPa. La courbe de réponse contrainte/déplacement de cet essai (fig. 8) est tracée en comparaison des résultats moyens obtenus précédemment pour les éprouvettes positionnées « à l'endroit » pour les 3 niveaux de contrainte (0,2, 0,3 et 0 ,4 MPa)

On constate que :

- Pour l'éprouvette « à l'envers », la résistance en cisaillement au pic ($\sigma_{cis.max} = 0,37$ MPa) est légèrement inférieure aux résistances des éprouvettes « à l'endroit » asservies à la même contrainte normale (0,3 MPa).
- La raideur de (K= 1,62 MPa/mm) se trouve dans le même ordre de grandeur que les essais à l'endroit asservis à 0,3 MPa.
- Le plateau frictionnel est plus bas, ce qui indique un comportement au frottement moins performant pour une éprouvette « à l'envers ».

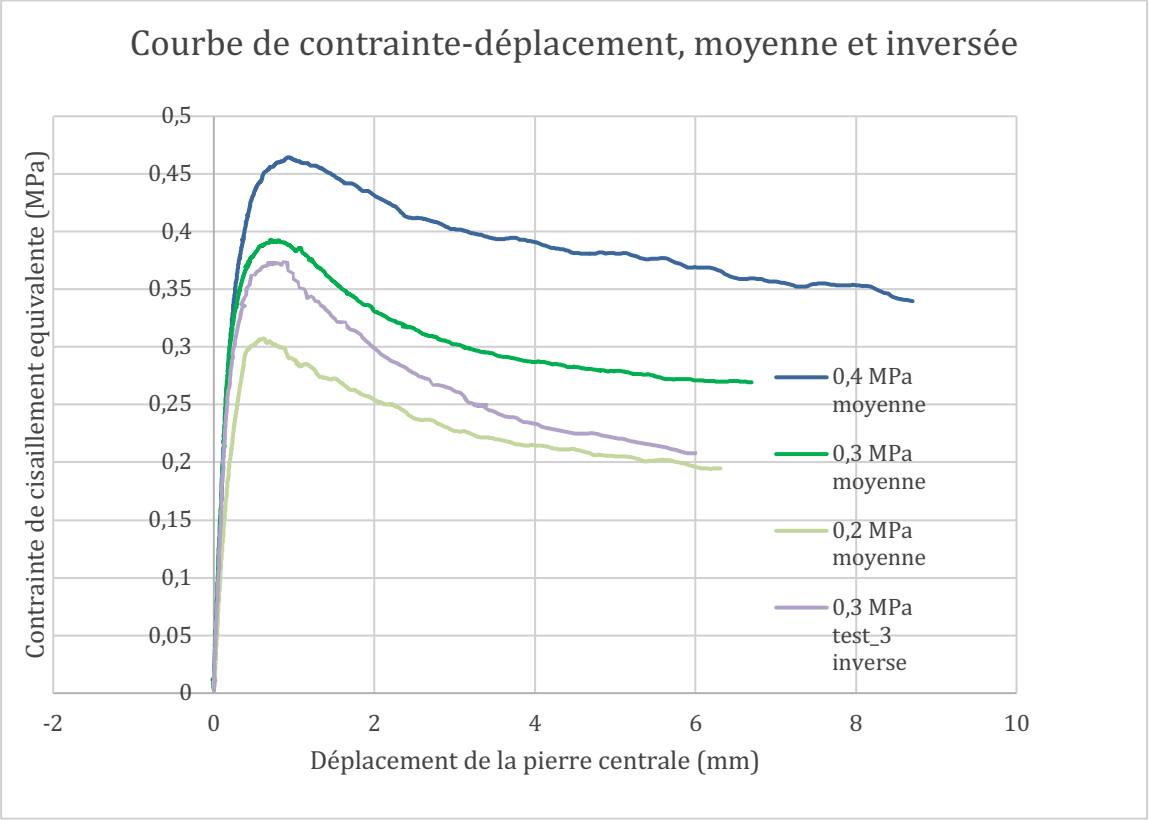


FIGURE 8 Comparaison des courbes contrainte/déplacement moyenne avec une éprouvette placée « à l'envers » asservie à 0,3 MPa.

Pour les éprouvettes placées « à l'endroit » ou « à l'envers », le trajet de la fissure est rectiligne et forme quasiment une droite (fig. 9) minimisant le travail à fournir pour propager la fissure. La comparaison des trajets de la fissure entre l'éprouvette « à l'endroit » et celle « à l'envers », montre que la fissure se propage le long de l'interfaces et traverse trois fois le mortier dans le cas de l'éprouvette placée « à l'envers » et une fois pour l'éprouvette « à l'endroit ».

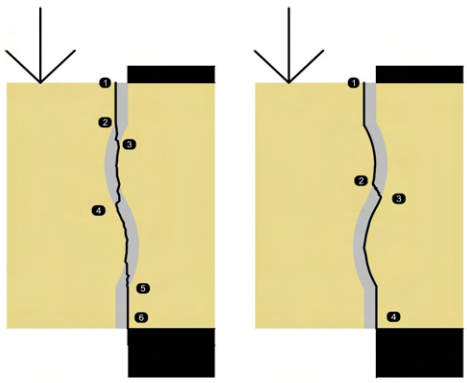


FIGURE 9. Annotation des points de passage de la fissure, à gauche éprouvette placée « à l'envers », à droite éprouvette placée « à l'endroit ».

Dans les deux cas, le mécanisme de rupture est assez complexe, il y a plusieurs types de fissures. Les fissures liées à la traction et celles liées au cisaillement. Une fissure qui s'amorce en mode I (en ouverture normale au joint) travaille en traction/cisaillement, dans ce cas, c'est l'interface qui cède. Tandis qu'au niveau des zones comprimées, il s'agit de compression/ cisaillement, c'est le joint qui fissure. La corrélation d'images (fig. 10) et les photographies des joints après rupture (fig. 11) permettent d'observer que :

- Pour l'éprouvette « à l'envers », deux zones sont comprimées et une zone est tendue.
- Pour l'éprouvette « à l'endroit », deux zones sont tendues et une zone est comprimée.
- Les profils de fissuration sont communs pour toutes les éprouvettes placées à l'endroit. Nous ne pouvons pas faire de généralité pour l'éprouvette « à l'envers », car il n'y a qu'un exemple.

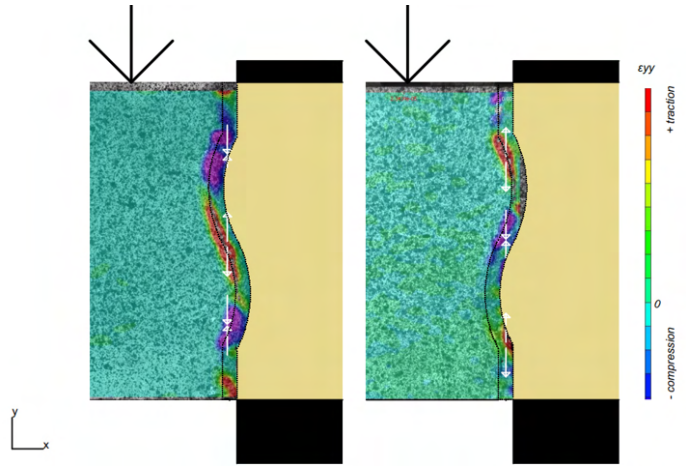


FIGURE 10. Déformations verticale ε_{yy}, observée lors du test de cisaillement. A gauche éprouvette placée « à l'envers », à droite éprouvette placée « à l'endroit ».



FIGURE 11. Fissuration interfaciale observée lors du test de cisaillement. A gauche éprouvette placée « à l'envers », à droite éprouvette placée « à l'endroit ».

V. CONCLUSION

L'article a permis de passer en revue le comportement mécanique des éprouvettes sous différentes contraintes normales constantes. La comparaison des éprouvettes placées « à l'endroit et « à

l'envers » a permis mettre en évidence le comportement mécanique de ce type de joints dans les deux sens. Les principales conclusions de l'étude sont les suivantes :

- Pour les tests avec une contrainte asservie, on observe une certaine répétition des essais, permettant de valider la démarche expérimentale.
- En compression/cisaillement, il y a une dépendance de plusieurs paramètres mécaniques (contrainte maximale, contrainte résiduelle, raideur) vis à vis de la contrainte normale appliquée.
- Pour une contrainte normale de 0,4 MPa, les joints plans ont une résistance équivalente maximum au pic, plus importante que les joints courbes.
- Les joints plans ont un coefficient de frottement plus important que les joints courbes.
- Le sens de l'éprouvette influe sur la résistance mécanique, contrainte de cisaillement maximum, comportement au frottement et profil de fissuration de l'interface. Cette comparaison montre des profils de fissurations divers, dépendant des zones comprimées et tendues.
- Ce type d'essais mobilise le comportement des interfaces en traction/cisaillement et compression/cisaillement.

En perspective, la confrontation des réponses expérimentale et simulée numériquement pourra contribuer à nourrir la connaissance du comportement des joints courbes et plus largement des joints à emboîtement. Ce type d'essais pourra être un cas de validation d'un modèle hybride développé actuellement qui permet de tenir compte de la non linéarité de comportement à la fois dans les interfaces et dans les matériaux continus (blocs et joint mortier).

Remerciements

Merci à toutes les personnes qui ont aidé à élaborer ces expériences. S. Morel, T. Parent, B. Solbes, A. Boukham du laboratoire I2M. La société Rocamat avec Carla Pani pour le don de pierre.

RÉFÉRENCES

D'Altri, A.M., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., de Miranda, S., 2019. Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification. Arch Computat Methods Eng. https://doi.org/10.1007/s11831-019-09351-x

Boukham, A., Venzal, V., Parent, T., Morel, S., Dubois, F., Solbes, B., 2023. 3D hybrid modelling approach combining the finite and discrete element methods: Validation based on masonry shear wall tests. International Journal of Solids and Structures 112638. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2023.112638

Peng, Shuang, Thomas Parent, Zoubir Mehdi Sbartaï, et Stéphane Morel. (2022). Experimental characterisation of masonry unit–mortar interface under uniaxial cyclic

tension. Engineering Fracture Mechanics 274 (octobre). https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2022.108790.

Venzal, V., S. Morel, T. Parent, et F. Dubois. (2020). Frictional Cohesive Zone Model for Quasi-Brittle Fracture: Mixed-Mode and Coupling between Cohesive and Frictional Behaviors. International Journal of Solids and Structures 198 (août): 17-30. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2020.04.023.

Naby, Heba. 2014. « The Treatment of the Architectural Unit above Openings of the Mamluk and Ottoman Facades in Cairo ». Journal of Islamic Architecture 3 (septembre): 82. https://doi.org/10.18860/jia.v3i2.2541.

Analyse bibliographique préliminaire à l'étude du Comportement multifonctionnel de PArois Complexes géo et bio-Sourcées (ANR PACS+)

Girerd Manon[1], Plé Olivier[1], Prime Noemie[1]

[1] *Université Savoie Mont-Blanc, CNRS, UMR 5271, LOCIE, 73370 Le Bourget du Lac, France*

RESUME Le pisé est un matériau complexe qui connait un regain d'intérêt en construction à cause de sa faible empreinte environnementale. Cependant, ce matériau présente des spécificités, notamment sa sensibilité à l'eau, sa capacité mécanique modérée et une conductivité thermique qui ne peut garantir un confort d'hiver suffisant. Pour en faire des parois règlementaires il faut donc l'isoler. Pour le pisé, il est naturel de l'associer à des isolants bio-sourcés. L'objectif de ce travail est d'étudier les solutions d'isolation les mieux adaptées au pisé. Après l'étude des solutions technologiques qui ne dégradent pas les fonctionnalités initiales du pisé, le travail bibliographique se concentrera sur l'analyse thermo-hygro-hydro-mécanique de l'interface, lieu de tous les couplages.

Mots-clefs Pisé, isolant bio-sourcé, interface, comportement thermo-hygro-hydro-mécanique

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Le secteur de la construction est l'un des plus impactant sur l'environnement [Ahmed Ali et al., 2020]. Notamment, 12% des émissions de gaz à effets de serre sont liées à la fabrication des liants hydrauliques en France (ciment, plâtre, chaux). Pour atteindre une neutralité carbone d'ici 2050 [TheShiftProject, 2021] la recherche qui concerne les matériaux de construction bas carbone est capitale, d'autant plus avec la mise en application de la RE2020. Dans ce contexte, le bâti en terre crue - procédé traditionnel, très ancien, durable et renouvelable – qui représente encore 15% du patrimoine architectural bâti en France [Fontaine and Anger, 2009], connaît un regain d'intérêt. Même si les procédés de construction en terre crue sont très variés et adaptés à chaque secteur géographique en fonction de la nature des sols [Houben et al., 1989], nous avons choisi, pour le projet ANR PACS+ de nous concentrer sur le procédé de construction de type pisé, très courant en Auvergne Rhône Alpes et qui présente un bon bilan environnemental (matériau local, mise en œuvre artisanale, matériau recyclable). Il a été démontré dans [Ben Alon, 2020] que les assemblages en terre réduisent la demande d'énergie grise de 62 à 68%, le potentiel de changement climatique de 83 à 86%, l'acidification de l'air de 58 à 95% et la pollution particulaire de 84 à 99% en comparaison à des solutions « conventionnelles ». A titre comparatif le pisé non stabilisé avec terre issus du site a un impact carbone de 10 kgeqCO2/UF contre 42 kgeqCO2/UF pour le béton armé selon les fiches FDES issus de la base INIES [AIA, 2023].

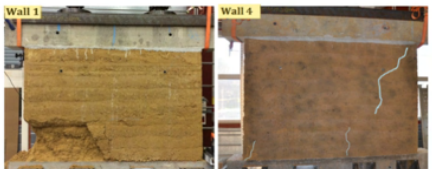
D'un point de vue hygrothermique, le pisé constitue un système de régulation à cycles quotidiens et saisonniers, accumulant ou dégageant chaleur et vapeur d'eau [Heitz et al., 2015]. En hiver, le matériau présente des propriétés de confort thermique très moyennes. D'un point de vue mécanique, les parois en terre crue sont moins résistantes à la compression uniaxiale qu'une paroi en matériaux conventionnels. En définitive, le matériau pisé seul, ne peut pas répondre aux exigences de rénovation thermique minimales (réglementation thermique en vigueur pour les bâtiments existant en rénovation et RE2020 en neuf) et aux exigences mécaniques des constructions à plus de deux étages (sans chainage vertical) [Le Tiec and al., 2020]. Une réflexion est donc à mener sur la réalisation d'un complexe pisé-isolant résistant et durable.

II. LE PISE

Le pisé utilisé en construction est un mélange variable d'argile, de limon, de sable et de gravier caractérisé par une granulométrie très étalée. Le matériau est hétérogène et multiphasique (grains, air, eau) [Soudani, 2016] et l'argile y joue un rôle déterminant (cohésion et sensibilité à l'eau). En même temps, comme tous les matériaux hétérogènes à comportement plutôt fragile en régime permanent, le pisé présente des effets d'échelle important. En effet, depuis Leonardo Da Vinci et la théorie du maillon le plus faible, il est parfaitement connu que tous les matériaux hétérogènes présentent des effets d'échelle comme le montre les publications de C.C. Vu [CC Vu et al., 2018] sur l'exemple du béton. Le pisé n'échappe pas à cette règle. En particulier, il n'y a pas, à proprement parler, de volumes élémentaires représentatifs sur ce matériau.

Comportement mécanique et hygrothermique du pisé

Les murs en pisé mesurent en moyenne 50 cm d'épaisseur [Bui, 2008], 30 cm minimum selon [GDP, 2018] avec une densité moyenne de l'ordre de 2000 kg/m³. Si mécaniquement la terre est assez peu résistante à la compression uniaxiale (entre 0,9 et 1,7 MPa pour le pisé [GDP 2018]), faiblement résistante en cisaillement [El-Nabouch et al., 2018] et en traction directe, elle présente une réponse assez performante vis-à-vis du risque sismique [El-Nabouch et al., 2019](cf. Fig. 1).



Zone sismique	Mur 1		Mur 4	
	Dérive (%)	Etat de dommage	Dérive (%)	Etat de dommage
Moyenne	0,22	léger	0,17	léger
Forte	0,72	effondrement	0,48	effondrement

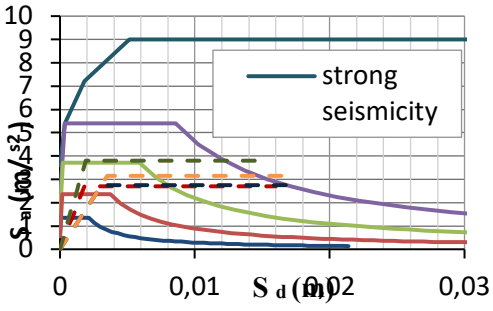


FIGURE 1. Capacité sismique de murs en pisé selon la méthode push over, [El-Nabouch et al, 2019]

Thermiquement, la terre présente une conductivité thermique assez élevée (1 W/m/K), une capacité thermique importante (pour 2000 kg/m³ la capacité thermique est de 1800 kJ/m³°C) et une très bonne inertie thermique. Ces propriétés confèrent à la construction terre une isolation d'hiver

plutôt moyenne mais un excellent confort d'été [Dong et al., 2014]. La consommation d'énergie dans un bâtiment en pisé non isolé en été est donc moindre en comparaison d'un bâtiment conventionnel [Paul and Taylor, 2008]. Cependant, au vu de la conductivité thermique du pisé, ces parois ne peuvent à elles seules garantir un confort d'hiver suffisant [Dong et al., 2015]. En réhabilitation et en site occupé, une isolation thermique par l'extérieur semble une solution adéquate. En effet, en isolant par l'extérieur les murs en pisé, [Taylor et al., 2008] et [Soebarto, 2009], obtiennent des températures intérieures acceptables en hiver. En ajoutant une isolation en fibro-ciment [Soebarto, 2009] obtient un gain de 5 degrés en intérieur en hiver, tandis que [Taylor et al., 2008] montrent, par simulation numérique, qu'un ajout d'isolation thermique par l'extérieur permet de réduire de 78% la chaleur perdue à travers le mur. De plus, en utilisant de la fibre de bois en isolation extérieure, [Serrano et al., 2016] ont montré que l'on pouvait améliorer le décalage thermique du mur et même réduire davantage les températures intérieures en été.

Le pisé a une résistance à la diffusion à la vapeur d'eau plutôt faible (comprise entre 5 et 13) et une excellente capacité de tampon hydrique MBV comprise entre 1.0 et 3.7 g/ (m².% HR) [Arrigoni et al., 2018]. Ainsi, l'eau contenue dans l'air ambiant peut être adsorbée sur les surfaces de grains accessibles, et condenser dans les pores par le phénomène de condensation capillaire. Plus il y a de porosité et plus ces pores sont fins, plus la terre peut se charger en humidité [Moevus et al., 2013]. On trouve dans la littérature des valeurs moyennes de porosité comprises entre η = 0.200 et 0.437 [Anglade, 2022], [Chabriac, 2014], [Indekeu, 2023], [Losini, 2018]. Ces valeurs présentent une forte variabilité, elles dépendent notamment de la force de compaction appliquée à la mise en œuvre, de la classe granulaire et des argiles présentes dans le mélange. La porosité totale est à coupler avec la répartition porale au cas par cas, car cette dernière aura une grande influence sur le comportement du matériau, en particulier sur les phénomènes de remontées capillaires. La terre a donc la capacité d'absorber et de désorber l'humidité rapidement et dans une plus grande mesure que tout autre matériau industriel de construction [Ávila et al., 2021]. En effet, dans son étude, [Saidi, 2019] montrent que des matériaux en terre crue sont plus hygroscopique que les matériaux stabilisés au ciment ou à la chaux. Enfin, le pisé est un matériau dit « capillaire ». Bien que le coefficient d'absorption capillaire soit difficile à mesurer sur ce matériau (le pisé imbibé d'eau se désagrège et rend complexe la manipulation pour mesurer ce facteur), sa valeur est comprise entre 0,2 kg.m-2s-1/2 et 0,62 kg.m-2s-1/2 [Indekeu, 2023], [Chabriac, 2014]. Ce facteur est variable en fonction de la répartition porale du matériau. Grâce à ces phénomènes couplés le pisé se comporte donc comme un régulateur hygrothermique [Chabriac, 2014].

Effets de l'eau sur le pisé

Dans des conditions normales de température et de pression, avec une humidité relative inférieure à 70 %, la teneur en eau massique dans les murs en terre varie généralement entre 0,5 et 5 %. Cependant, l'accumulation excessive d'eau dans le matériau pisé entraine une détérioration des résistances mécaniques de ce dernier [Morel et al., 2021], [Chauhan et al., 2019], [Heitz and al., 2015] et peut amener le matériau à la rupture. Le matériau se comporte comme un milieu non saturé où la succion matricielle contrôle le comportement mécanique [Chauhan et al., 2019]. Il passe d'un comportement quasi-fragile à un comportement ductile [Chauhan et al., 2019]. La

présence d'eau diminue également la résistance thermique du pisé [Hall and Allinson, 2009]. La sensibilité du matériau à l'eau est donc un frein à son développement généralisé [Bui, 2008].

III. RISQUES ET RECOMMANDATIONS POUR L'ISOLATION DU PISE

Limitation de l'état de l'art

Il n'existe pas de certitude quant à la manière la plus appropriée d'isoler le pisé. Ce qui probablement constitue, là aussi, un frein à son isolation. Les systèmes actuels mis en œuvre ne bénéficient d'aucune validation scientifique [Heitz et al., 2015]. Nous avons répertorié cinq études de simulation hygrothermique concernant l'isolation du matériau terre crue, dont deux réalisées pour des murs en pisé [Cerema Est et al., 2013], [Indekeu, 2023], deux pour du torchis [SolaresBauen, 2014], [ENERTECH SCOP, 2017] et une pour la BTC [Giuffrida, 2024]. Aucune de ces études ne présentent de résultats expérimentaux. L'isolation par l'extérieur n'est abordée que dans deux des cinq études. Les problématiques d'humidité liées à l'ajout d'isolant semblent être plus étudiées en isolation par l'intérieur car c'est dans ce cas de figure que le risque est maximal [Cerema Est et al., 2013].

Risques de pathologie humide dans le pisé

Historiquement, les principaux désordres constatés sont liés à des problèmes d'humidité (cf. Fig 4.) [Le Tiec et al., 2020], [Indekeu, 2023]. Le matériau pisé étant perméable à la vapeur d'eau, hygroscopique et capillaire, la paroi est soumise à de nombreuses infiltrations (liquide ou vapeur) (cf. Fig. 2). Les principaux risques liés à l'ajout d'un isolant contre un mur en pisé sont une apparition de condensation au sein de la paroi, un emprisonnement de la vapeur d'eau dans le pisé dû à l'utilisation de matériaux en applique trop fermés ou un emprisonnement d'eau liquide par intempéries ou remontées capillaires qui entrainerait une dégradation des propriétés mécaniques pouvant aller jusqu'à l'effondrement du mur en pisé (cf Fig.3). La conception de l'isolation devra donc garantir un état hydrique équilibré pour éviter toutes conséquences néfastes (cf. Fig.4).

N°1 : Intempéries et infiltration d'eau liquide
N°2 : Remontées capillaires (eau liquide)
N°3 : Vapeur d'eau et eau liquide contenue dans le matériau pisé
N°4 : Apport d'eau liquide suite dégâts des eaux (anecdotique)
N°5 : Vapeur d'eau contenu dans le logement

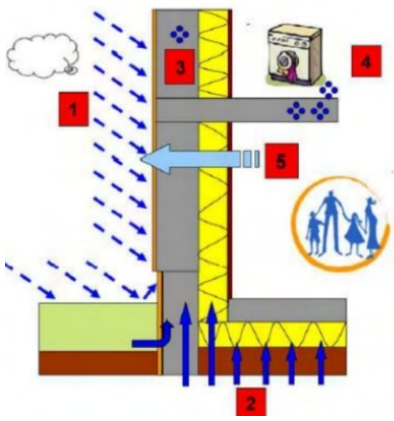


FIGURE 2. Sources d'humidité dans le pisé [Energence, 2019]

Recommandations

Pour limiter les risques précédemment décrits, les matériaux isolants mis en œuvre doivent être plus ouverts à la migration de vapeur d'eau à l'extérieur qu'à l'intérieur [ENERTECH SCOP, 2017], [AQC, 2023]. C'est pourquoi on retrouve des enduits à la chaux perméable à la vapeur d'eau en extérieur. La lame d'aire à l'interface pisé/isolant est à éviter car elle ne permet pas d'assurer la continuité capillaire [Tardy et al., 2016]. De ce fait, les isolants permettant d'épouser la forme du mur sont à prioriser. Pour isoler le pisé, il est par ailleurs préférable d'avoir recours à une isolation par l'extérieur qui offre de meilleures performances (suppression des ponts thermiques, inertie conservée, risque de condensation diminué, protection du pisé à la pluie et au gel) [Cerema Est et al., 2013]. Dans ce cas de figure, l'étude HYGROBA [Cerema Est, 2013], préconise d'utiliser des matériaux perméables à la vapeur d'eau sur au moins une des deux faces du mur en pisé.

Lorsque l'isolation par l'extérieur n'est pas possible, l'isolation par l'intérieur est requise mais elle nécessite une attention particulière car elle augmente le risque de condensation à l'interface [Cerema Est et al., 2013]. Ainsi, un frein vapeur est souvent mis en place à la surface de l'isolant. Il présente cependant l'inconvénient d'impacter considérablement la capacité de séchage et d'échange hygrothermique du mur avec l'ambiance intérieure. C'est pourquoi des solutions de type « corrections thermiques » (béton végétal mis en œuvre en intérieur selon épaisseur disponible), sont répertoriés comme des solutions de référence [Moriset et al.,2018]. D'ailleurs, des simulations hygrothermiques réalisées sur des murs en terre crue (pisé et torchis) montrent que les résultats sont en faveurs des matériaux à la fois perméables à la vapeur d'eau, capillaires et hygroscopiques [Indekeu, 2023], [Cerema Est et al., 2013], [ENERTECH SCOP, 2017], [SolaresBauen, 2014]. En se basant sur les éléments précédents, il semble primordial de se tourner vers des isolants biosourcés ou bio-géo sourcés pour leur nature hygroscopique et perméable à la vapeur d'eau. De plus, ces matériaux sont bas carbone.



FIGURE 3. Effondrement structurel dû à une rénovation inappropriée [Indekeu, 2023]

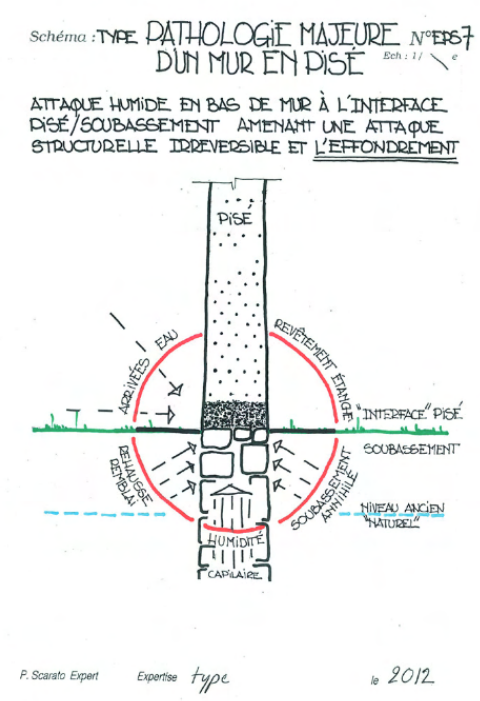


FIGURE 4. Pathologie majeure des murs en pisé [Scarato, 2014]

IV. SOLUTIONS D'ISOLATION REFERENCEES

Typologie des isolants et assemblages pisé-isolants

Trois possibilités d'isolation ont étés répertoriées dans la littérature pour des murs en pisé ; l'isolation par l'intérieur (ITI), l'isolation par l'extérieur (ITE) ainsi que l'isolation mise en œuvre en sandwich entre deux épaisseurs de pisé (isolation réalisée sur le projet du Campus de l'entreprise Alnatura en Allemagne avec mise en œuvre d'un isolant pisé au centre de la banche). Cette troisième typologie semble très anecdotique. On peut classer les isolants biosourcés et bio-géo-sourcés pour l'isolation du pisé selon deux catégories ; les isolants « légers » sous forme de fibres et les isolants « à matrice » qui allient une fibre à un liant [Moriset et al., 2018]. Les isolants à matrice ont bien souvent une conductivité thermique plus faible que les isolants légers (pour un chaux-chanvre de conductivité thermique 0.065 W/mK il faut environ 20 cm pour atteindre une résistance thermique de 3.2 m^2K/W contre 12.8 cm pour une fibre de bois de 0.04 W/mK). De ce fait, une épaisseur plus conséquente d'isolant sera à mettre en œuvre avec ces matériaux. Cependant, à titre comparatif le chaux-chanvre a une valeur de teneur en eau de référence à 80% d'humidité relative de 30 kg/m^3 contre 7 kg/m^3 pour la laine de bois et une valeur de coefficient d'absorption liquide de 0.07 $kg.m^{-2}s^{-1/2}$ contre 0.04 $kg.m^{-2}s^{-1/2}$ pour la laine de bois. Il semblerait donc que les caractéristiques très hygroscopiques et capillaires des isolants à matrice (ou bétons végétaux) soient favorables à l'équilibre hydrique du pisé et ainsi permettent potentiellement de se passer d'un frein vapeur en application intérieure. Ces isolants ont déjà fait leur preuve dans le

cadre de rénovation de bâtiment ancien : c'est le cas de l'étude réalisée par [Almeida, 2022] où un isolant de type béton de chanvre est mis en œuvre pour isoler des murs en brique cuite. Des mesures in situ et des simulations hygrothermiques (Outil Delphin) soulignent l'obtention d'un meilleur déphasage avec un tel matériau en comparaison d'une isolation plus classique en polystyrène. De plus, les isolants matricés pourraient jouer un rôle structurel et augmenter la résistance horizontale et verticale du complexe. En résumé, les solutions type « béton végétal » semblent pertinentes pour isoler un mur en pisé par l'intérieur afin de se passer de frein vapeur, de garantir la continuité des échanges et limiter les pathologies humides. Dans [Giuffrida, 2024], il apparaît qu'en conditions dynamiques, les isolants thermiques plus massifs appliqués à l'extérieur comme le chaux-chanvre sont plus performants que les isolants légers comme la bagasse de canne à sucre (comportement hygrothermique plus stable). Cependant les solutions de type « légères » semblent pertinentes pour une isolation par l'extérieur avec une emprise en épaisseur réduite qui limite la perte de luminosité comparativement à une solution de type béton végétale. Dans cette catégorie, la solution « fibre de bois » constitue une solution de référence répandues [Heitz et al., 2015]. Une synthèse des positionnements et natures des isolants possibles est présentée ci-après (cf tableau 1).

Choix des matériaux isolants

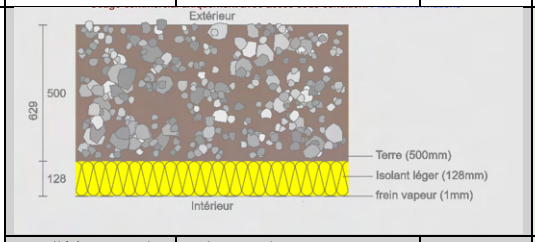
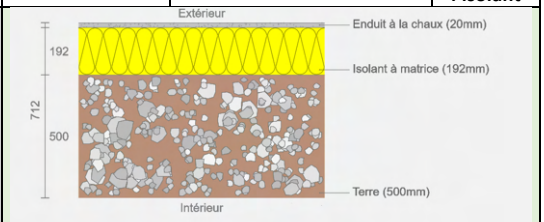
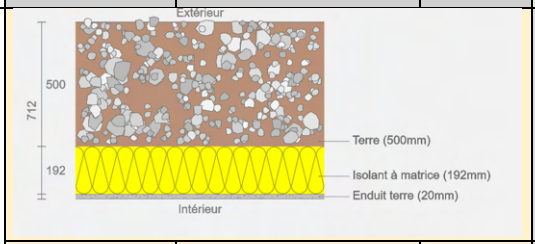
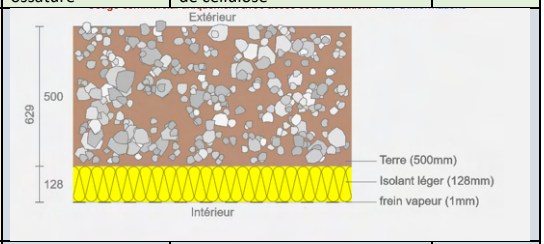
Parmi les isolants biosourcés, les co-produits de l'agriculture ont les impacts carbone les plus faibles [Cerema, 2011], [Dickson and al, 2021]. Dans l'optique de la neutralité carbone, les isolants étudiés dans le projet seront donc des co-produits de l'agriculture tel que la paille, le chanvre, le roseau ainsi que des liants tel que la terre ou la chaux. Une solution de référence tel que la fibre de bois pourra être utilisée comme élément de comparaison. Au vu des enjeux soulevés il semble pertinent de mettre à l'étude et de comparer au moins une isolation « légère » (laine de chanvre, botte de paille, panneaux de paille, panneaux de roseaux) ainsi qu'une isolation à « matrice » (terre allégée, chaux chanvre), à la fois pour des isolations intérieures et extérieures. Pour les isolants à matrice, différentes mises en œuvre (projeté, banché ou collé) seront étudiées afin de garantir la meilleure adhésion à l'interface.

Le cas particulier de la terre allégée

La terre allégée est un béton végétal qui est un matériau d'avenir de par son faible impact environnemental. En effet, il permet la revalorisation de sous-produits agricoles tels que la paille ou le chanvre. Différentes études ont été dernièrement menées [Brouard, 2018], [Vinceslas, 2019], [Azil, 2022] et permettent de valider l'utilisation de ce matériau comme isolant. De plus, le projet CobBauge étudie la possibilité d'isoler un mur en bauge (terre porteuse) avec une terre allégée en prêtant une attention particulière aux cinétiques de séchage du complexe [Azil, 2022]. Enfin, [Douillet et al., 2010] a montré qu'un matériau « terre-chanvre » pouvait concurrencer un matériau chaux-chanvre du point de vue mécanique. De plus, [Mazhoud, 2017], montre que les formulations à base de terre sont d'excellents régulateurs hygriques et présentent des performances légèrement supérieures à celles des bétons de chanvre. Dans l'optique de recherche d'un isolant compatible avec le pisé, la terre allégée semble être un isolant de premier choix de

par son impact environnemental et son liant « terre » qui pourrait favoriser les transferts couplés avec le matériau pisé (ce point sera à vérifier dans le cadre de la recherche). Les principaux freins au développement de « la terre allégée », soulignés dans les différentes études, semblent être liés au séchage, à la sensibilité à l'eau (durabilité) et au risque de moisissure.

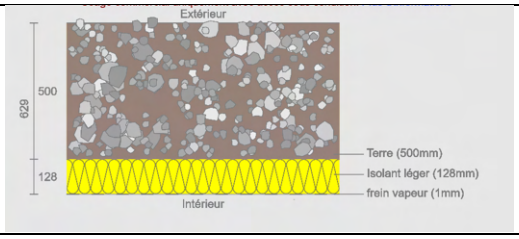
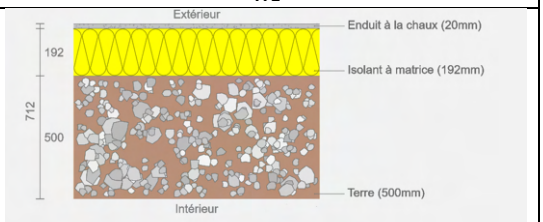
TABLEAU 1. Synthèse des assemblages pour isoler le pisé selon le positionnement et la nature des isolants biosourcés et bio-géo-sourcés

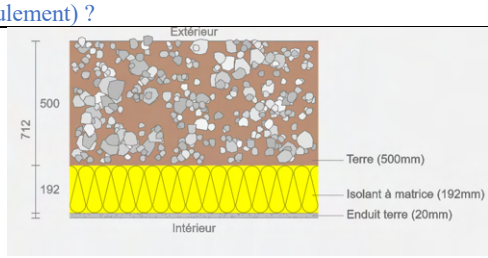
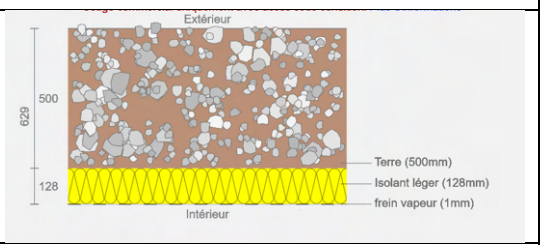
	ITI			ITE		
	Mise en œuvre de l'isolant	**Isolants**	**Finition sur isolant**	**Mise en œuvre de l'isolant**	**Isolants**	**Finition sur l'isolant**
Isolation biosourcée « légère »						
	A. Collé (mortier de terre ou colle chimique) B. Déroulé et fixé dans ossature C. Insufflé dans caissons derrière pare vapeur D. Projeté contre ossature	<u>Isolant rigide en panneaux :</u> Fibre de bois, panneaux de roseaux, panneaux de paille <u>Isolants souples en panneaux :</u> Laines (bois, chanvre, mouton, …) ou ouate de cellulose <u>Isolant vrac :</u> Ouate de cellulose, fibre bois, paille fine <u>Isolant vrac « voie humide » :</u> Ouate de cellulose	Frein vapeur ou enduit Frein vapeur Frein vapeur Frein vapeur	H. Collé et fixé mécaniquement (crochet, équerre ou rosace pour isolant) I. Compressé dans ossature J. Déroulé et fixé dans ossature K. Insufflé dans caisson L. Projeté contre ossature	<u>Isolant rigide/ semi-rigide</u> : Fibre de bois, panneaux de roseaux, panneaux de paille <u>Isolant rigide/ semi-rigide :</u> Botte de paille <u>Isolant souple :</u> Laines (bois, chanvre, mouton …) ou ouate de cellulose <u>Isolant en vrac sec :</u> Ouate de cellulose, fibre de bois, paille hachée <u>Isolant en vrac humide :</u> Ouate de cellulose	Enduit Enduit Bardage Bardage Bardage
Isolation biosourcée avec « matrice »						
	E. Compacté entre banche par voie humide contre ossature F. Projeté par voie humide contre ossature G. Collé et fixé mécaniquement (crochet, équerre ou rosace pour isolant)	<u>Isolants « voie humide »</u> : Terre allégée, chaux-chanvre <u>Isolants « voie humide »</u> : Terre chanvre, chaux-chanvre <u>Isolants rigides en panneaux ou briques :</u> Terre allégée, chaux-chanvre, silicate de calcium	Enduit Enduit Enduit	M. Compacté entre banche par voie humide contre ossature N. Projeté par voie humide contre ossature O. Collé et fixé mécaniquement (crochet, équerre ou rosace pour isolant)	<u>Isolants « voie humide »</u> : Terre allégée, chaux-chanvre <u>Isolants « voie humide »</u> : Terre chanvre, chaux-chanvre <u>Isolants rigides en panneaux ou briques :</u> Terre allégée, chaux-chanvre, silicate de calcium	Enduit Enduit Enduit

V. ENJEUX DE LA RECHERCHE

Un tableau contenant les questions scientifiques (cf. tableau 2) a été réalisé. Ces problématiques ont étés classées en fonction de la nature de l'isolant (léger ou à matrice) et de la position (intérieur ou extérieur) de ce dernier.

TABLEAU 2. Synthèse des enjeux et questions scientifiques

<table>
<tr><th></th><th>ITI</th><th>ITE</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Isolation biosourcée Légère</td><td> 
</td><td> 
</td></tr>
<tr><td>-A l'interface isolant/terre quelle est la dynamique de transfert hydrique en cas de condensation selon les propriétés de l'isolant (perméabilité à la vapeur, hygroscopicité, capillarité) ? Le flux de drainage capillaire à travers l'isolant et le mur permet -il de compenser le flux de vapeur et de condensation entrante ?
-Selon le type de matériau isolant quelle est l'épaisseur limite à partir de laquelle la condensation apparait effectivement à l'interface ?
-Une isolation étanche à l'intérieur, nuit-elle à un état hydrique équilibré dans le pisé (séchage par l'extérieur seulement) ?</td><td>-A l'interface isolant/ terre quelle est la dynamique de transfert hydrique selon les propriétés de l'isolant (perméabilité à la vapeur, hygroscopicité, capillarité) ?

-Une isolation étanche à l'extérieur, nuit-elle à un état hydrique équilibré dans le pisé (séchage par la face intérieure seulement) ?</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Isolation biosourcée avec matrice</td><td> 
</td><td> 
</td></tr>
<tr><td colspan="2">-A l'interface, la présence de la matrice minérale, qui modifie les propriétés (perméabilité vapeur, hygroscopicité et capillarité), change t-elle significativement le bilan hydrique ? Cette modification est-elle plus significative en application intérieure ou extérieure ?
-La présence de la matrice permet-elle de modifier la résistance au cisaillement ? Quelle est l'effet de la mise en œuvre (projeté, banché, collé) sur la résistance au cisaillement à l'interface ? Peut-on dans certains cas se passer d'ossature pour avoir un isolant autoportant. ?
-La présence d'un isolant à matrice peut-elle améliorer la réponse au contreventement du mur en pisé ?</td></tr>
<tr><td>-Quels sont les risques d'apparition d'activité biologique dans le cas de mise en œuvre sous forme humide ?
-Selon le type de matrice quelle est l'épaisseur limite à partir de laquelle la condensation apparait effectivement à l'interface ?</td><td>-Quelle est la durabilité d'un isolant à matrice mis en œuvre à l'extérieur ?</td></tr>
</table>

VI. CONCLUSIONS

Dans le cadre de cette recherche plusieurs complexes isolants seront étudiés afin de fournir des résultats scientifiques sur lesquels se baser lors de l'isolation d'un mur en pisé. Les matériaux (pisé et isolants) seront fabriqués, optimisés et caractérisés à différentes échelles (interface, structurelle et bâti). Le premier objectif est de développer un béton végétal optimisé (qualités mécaniques, hygrothermiques et thermiques) qui permette d'isoler un mur en pisé. Le second objectif est de comparer les performances aux interfaces d'un tel isolant couplé au pisé (thermique, hydrique, mécanique) avec une solution d'isolation sans matrice (isolant léger). Pour ce faire des assemblages seront d'abord réalisés à l'échelle du muret pour une étude hygroscopique et thermique à l'aide d'une enceinte de conditionnement. Des mesures fines des champs d'humidité ou de teneur en eau aux interfaces seront réalisées ainsi que l'étude des cinétiques de séchage. Des essais mécaniques aux interfaces seront également réalisés. Dans un second temps, des assemblages à l'échelle de mur seront réalisés pour étudier l'influence de l'isolant sur la résistance mécanique du mur en pisé. Toutes ces études permettront de valider scientifiquement les solutions d'isolation proposées et de pouvoir être prescriptifs vis-à-vis des constructeurs.

VII. REMERCIEMENTS

Le projet PACS+ a été financé par l'ANR pour une durée de 4 ans. Il est constitué d'un consortium de deux universités, l'Université Clermont Auvergne et l'Université Savoie Mont Blanc. Nous tenons à remercier ici, Sofiane Amziane, Evelyne Toussaint, Omayma Homoro, Salah Ouldboukhtine de l'Institut Pascal pour leur collaboration étroite.

REFERENCES

Ahmed Ali, K., Ahmad, M.I., Yusup, Y., 2020. Issues, Impacts, and Mitigations of Carbon Dioxide Emissions in the Building Sector. Sustainability 12, 7427.

AIA life designers, et Ekopolis. 2023. Mieux concevoir et construire en terre crue : collection « Construire autrement ».

Almeida, M.M. de, 2022. Etude de la rénovation hygrothermique de parois anciennes utilisant des matériaux biosourcés (phdthesis). INSA de Toulouse.

Amziane, S., al, 2017a. Bio-aggregates Based Building Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 236-BBM SpringerLink. URL https://link-springer-com.univ-smb.idm.oclc.org/book/10.1007/978-94-024-1031-0 (accessed 1.19.24).

Anglade, Elsa. 2022. « Évaluation des performances des matériaux en terre crue par homogénéisation poro-mécanique analytique non linéaire ».

AQC, 2023. Maîtriser la migration de vapeur d'eau dans les parois.

Arrigoni, A., Beckett, C.T.S., Ciancio, D., Pelosato, R., Dotelli, G., Grillet, A.-C., 2018. Rammed Earth incorporating Recycled Concrete Aggregate: a sustainable, resistant and breathable construction solution. Resources, Conservation and Recycling 137, 11–20. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2018.05.025

Ávila, F., Puertas, E., Gallego, R., 2021. Characterization of the mechanical and physical properties of unstabilized rammed earth: A review. Construction and Building Materials 270, 121435. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121435

Azil, A., 2022. Etude des performances mécanique et hygrothermique des matériaux en terre et fibre végétale : application dans un bâtiment pilote (phdthesis). Normandie Université.

Ben-alon, Lola. 2020. Natural Buildings: Integrating Earthen Building Materials and Methods Into Mainstream Construction. (phdthesis). Carnegie Mellon University.

Brouard, Y., 2018. Caractérisation et optimisation d'un composite biosourcé pour l'habitat (phdthesis). École doctorale université de Tours.

Bui, Q.-B., 2008. Stabilité des structures en pisé : durabilité, caractéristiques mécaniques (phdthesis). Lyon, INSA.

Cerema, 2011. Synthèse bibliographique des études sur la rénovation thermique du bâti ancien à l'aide de matériaux isolants biosourcés. Réhabilitation Bâti Ancien - CREBA. URL https://www.rehabilitation-bati-ancien.fr/espace-documentaire/synthese-bibliographique-des-etudes-sur-la-renovation-thermique-du-bati-ancien (accessed 12.12.23).

Cerema Est, ENSA Toulouse, INSA Toulouse, MPF, 2013. Etude hygroba.

Chabriac, P.-A., 2014. Mesure du comportement hygrothermique du pisé (PhD Thesis). ENTPE; CNRS-LTDS (UMR 5513).

Chauhan, P., El-Hajjar, A., Prime, N., Plé, O., 2019. Unsaturated behavior of rammed earth: Experimentation towards numerical modelling. Construction and Building Materials 227, 116646.

Dethier, J., Doat, P., Guillaud, H., Houben, H., Anger, R., Bardagot, A.-M., Besnard, A., Davis, L., Eaton, R., Gandreau, D., Gasnier, H., Gauzin-Müller, D., Golvin, J.-C., Heringer, A., Moriset, S., Rakotomamonjy, B., Rauch, M., Sabatier, N., Van Damme, H., Wilson, A., 2019. Habiter la terre : l'art de bâtir en terre crue traditions, modernité et avenir. Flammarion, Paris.

Dickson, T., et S. Pavía. 2021. « Energy Performance, Environmental Impact and Cost of a Range of Insulation Materials ». Renewable and Sustainable Energy Reviews 140: 110752. https://doi.org/10.1016/j.rser.2021.110752.

Dong, X., Griffith, M., Soebarto, V., 2014. Strategies for reducing heating and cooling loads of uninsulated rammed earth wall houses.

Dong, X., Soebarto, V., Griffith, M., 2015. Design optimization of insulated cavity rammed earth walls for houses in Australia. Energy and Buildings 86, 852–863. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2014.11.014

Douillet, G.A., Zucha, W.J., Bernard, E., Kühnis, A., Toropovs, N., n.d. Earth Hemp and cementitious binders: a comparison of compressive strengths.

El-Nabouch, R., Bui, Q.B., Plé, O., Perrotin P., 2018. Characterizing the shear parameters of rammed earth material by using a full-scale direct shear box. Construction and Building Materials 171, 414-420.

El-Nabouch, R., Bui, Q.B., Plé, O., Perrotin, P., 2019. Rammed earth under horizontal loadings: Proposition of limit states. Construction and Building Materials 220, 238-244.

ENERTECH SCOP, 2017. Migration d'humidité et de vapeur dans les parois du bâti ancien.

Fabbri, A., Morel, J.C., Aubert, J.-E., Bui, Q.-B., Gallipoli, D., Ventura, A., Reddy, V.B.V., Hamard, E., Pelé-Peltier, A., Abhilash, H.N., 2022. An overview of the remaining challenges of the RILEM TC 274-TCE, testing and characterisation of earth-based building materials and elements. RILEM Tech Lett 6, 150–157. https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2021.149

Fontaine, L., Anger, R., 2009. Bâtir en terre : du grain de sable à l'architecture, Edition coréenne. ed. Belin, Paris.

GDP, 2018. Guide de bonne pratique pisé.

Giuffrida, Giada, Letizia Dipasquale, Riccardo Maria Pulselli, et Rosa Caponetto. 2024. « Compared Environmental Lifecycle Performances of Earth-Based Walls to Drive Building Envelope Design ». Sustainability 16 (4): 1367. https://doi.org/10.3390/su16041367.

Hall, M., Allinson, D., 2009. Analysis of the hygrothermal functional properties of stabilised rammed earth materials. Building and Environment 44, 1935–1942. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2009.01.007

Heitz, P., Morel, J.C., Fabbri, A., Soudani, L., Champire, F., Meunier, N., 2015. L'isolation du pisé : pertinence et principes. ENTPE, Vaulx en Velin.

Houben, H., Guillaud, H., CRATerre, 1989. Traité de la construction en terre.

Indekeu, M., 2023. L'impact de l'isolation intérieure sur les performances hygro-thermiques des murs en pisé (phdthesis), Chambéry.

Le Tiec, J.-M., Misse, A., Dayre, M., Doat, P., Joffroy, T., 2020. Construire en pisé : prescriptions de dimensionnement et de mise en oeuvre. Le Moniteur, Antony.

Losini, Alessia. 2018. « stabilisation du pisé par des déchets ou des matériaux recyclés et des additifs naturels ». (phdthesis),, Chambéry. https://www.theses.fr/s208741.

Mazhoud, Brahim. 2017. « Elaboration et caractérisation mécanique, hygrique et thermique de composites bio-sourcés ». (phdthesis), Rennes, INSA. https://theses.fr/2017ISAR0024.

Moevus, M., Fontaine, L., Anger, R., Doat, P., Couvreur, L., Cloquet, B., 2013. Projet : Béton d'Argile Environnemental (B.A.E.) : synthèse à destination des responsables des politiques publiques. CRAterre-ENSAG, Grenoble.

Morel, J.-C., Charef, R., Hamard, E., Fabbri, A., Beckett, C., Bui, Q.B., 2021. Earth as construction material in the circular economy context: practitioner perspectives on barriers to overcome. Philosophical Transactions of The Royal Society B Biological Sciences 376. https://doi.org/10.1098/rstb.2020.0182

Moriset, S., Joffroy, T., Mathilde, B., Hubert, G., Martin, P., Misse, A., 2018. Réhabiliter le pisé. Actes sud.

Paul, W.L., Taylor, P.A., 2008. A comparison of occupant comfort and satisfaction between a green building and a conventional building. Building and Environment 43, 1858–1870. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2007.11.006

Pro climat, 2018. Calcul du potentiel de prévention des dégâts au bâtiment d'isolations thermiques dans les constructions en bois.

Saidi, Meriem, Amel Soukaina Cherif, B. Zeghmati, et Ezeddine Sediki. 2019. « Etude comparative de la capacité de sorption des matériaux de construction à base de terre ».

Scarato, Pascal. 2014. « Bilan « expertal » du patrimoine en pisé, une architecture en terre crue à reconnaître ».

Serrano, S., de Gracia, A., Cabeza, L.F., 2016. Adaptation of rammed earth to modern construction systems: Comparative study of thermal behavior under summer conditions. Applied Energy 175, 180–188. https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2016.05.010

Soebarto, V., 2009. Analysis of indoor performance of houses using rammed earth walls. IBPSA 2009 - International Building Performance Simulation Association 2009.

SolaresBauen, 2014. Hunspach-bâtiment rénové étude WUFI -.

Soudani, L., 2016. Modelling and experimental validation of the hygrothermal performances of earth as a building material (These de doctorat). Lyon.

Tardy, D., Genis, L., Paccoud, G., 2016. Pisé vivant : bonnes pratiques et témoignages. CAPEB EMCC, La défense Levallois-Perret.

Taylor, P., Fuller, R.J., Luther, M.B., 2008. Energy use and thermal comfort in a rammed earth office building. Energy and Buildings 40, 793–800. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2007.05.013

TheShiftPorject, 2021. The carbon transition think thank.

Vinceslas, T., 2019. Caractérisation d'éco-matériaux terre-chanvre en prenant en compte la variabilité des ressources disponibles localement. Université Bretagne Sud.

Vu, CC., Weiss, J., Ple, O., Amitrano, D., Vandembroucq, D., 2017. Revisiting statistical size effects on compressive failure of heterogeneous materials, with a special focus on concrete. Journal of the Mechanics and Physics of Solids 121, 47-70.

Formulation d'un liant alcali-activé pour des blocs de construction biosourcés

Laila Benbahloul [1,2], Jonathan Page[1], Chafika Djelal[1], Mohamed Waqif[2], Latifa Saâdi[2]

[1] *Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France*

[2] *Univ. Cadi Ayyad, Laboratoire des Matériaux innovants, Energie et Développement Durable (IMED-Lab), Marrakech, Maroc*

RESUME Ce travail vise à étudier l'effet de l'ajout de laitier de haut fourneau (LHF) avec des grandes proportions sur les propriétés à l'état frais et à l'état durci d'un liant alcali-activé à base de métakaolin (MK) et le silicate de sodium. Afin d'améliorer les performances du matériau, l'étude consiste à optimiser le dosage de LHF et les conditions de cure. Les résultats de l'étude à l'état frais ont révélé que l'ajout de LHF a amélioré la réaction d'activation en élevant la quantité de chaleur cumulée et en réduisant le temps de prise. A l'état durci, l'incorporation de LHF a montré un effet favorable sur la résistance à la compression grâce à la réactivité élevée du LHF prouvée par la calorimétrie. De plus, l'élévation de la température de cure du liant favorise la réaction d'activation. Ceci génère des contraintes thermiques au cours du durcissement, entraînant des fissurations et des porosités, et par conséquent une réduction de la résistance à la compression.

Mots-clefs Liant alcali-activé, métakaolin, laitier de haut fourneau.

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Les blocs de construction biosourcés suscitent un intérêt croissant en raison de leurs multiples avantages énergétiques et environnementaux. Grâce à leurs performances hygrothermiques, ces blocs contribuent à l'isolation thermique et la diminution de la consommation d'énergie dans le bâtiment en réduisant la dépendance aux systèmes du chauffage et de la climatisation. De plus, l'utilisation de ressources naturelles, renouvelables et biodégradables permet de réduire les émissions de gaz à effet de serre associées à la fabrication de ces blocs, tout en diminuant la quantité de déchets, ce qui atténue l'impact environnemental du secteur de la construction (Ntimugura et al., 2020). Les blocs biosourcés ont fait l'objet de plusieurs études approfondies et détaillées dans la littérature, que ce soit pour leur fabrication, leurs propriétés et leurs applications potentielles (Amziane and Collet, 2017; Page et al., 2017; Talibi et al., 2024). Malgré les performances et les avantages de ces blocs, l'utilisation des liants conventionnels, tels que la chaux et le ciment dans leur fabrication présentent certains inconvénients. En particulier, des problèmes d'hydratation, des durées longues pour le durcissement et du risque d'épuisement des matières premières (Bumanis

et al., 2020; Chabannes et al., 2015; Delannoy et al., 2020). Pour remédier à ces défauts, il est impératif de développer un liant alternatif durable.

Dans ce contexte, le liant alcali-activé peut constituer une solution prometteuse pour la confection des blocs biosourcés. Les liants alcali-activés sont des matériaux relativement nouveaux, ils sont obtenus suite à une réaction chimique entre un précurseur d'aluminosilicate et un activateur alcalin. Par définition, le précurseur désigne une poudre pouzzolanique riche en silice et alumine. Ce précurseur peut être un produit naturel sous forme d'argile ou d'un déchet industriel tels que les cendres volantes et les laitiers de haut fourneau. L'activateur est un composé chimique soluble dans l'eau, donnant des cations alcalins (Na^+ et K^+) avec un pH élevé (Provis, 2018).

Les liants alcali-activés ont été largement étudiés dans la littérature. Leurs propriétés à l'état frais et à l'état durci peuvent être modifiées en fonction du précurseur, de l'activateur et des conditions de cure. Plusieurs précurseurs ont été étudiés tels que les cendres volantes, le métakaolin (MK), les laitiers de haut fourneau (LHF) et d'autres déchets industriels (Nawaz et al., 2020). En effet, les liants à base de cendres volantes nécessitent des températures élevées pour le durcissement et le développement de la résistance mécanique, alors que les liants à base LHF provoque un temps de prise très rapide. De plus, il induit à un phénomène de l'efflorescence ce qui affecte la durabilité du matériau. Les matériaux alcali-activés à base de MK seule sont très collants ce qui affecte la maniabilité (Hasnaoui et al., 2019). L'utilisation d'un mélange des précurseurs dans la formulation des liants alcali-activé est une solution pratique pour optimiser les propriétés finales de ces matériaux en exploitant les avantages complémentaires de différents précurseurs. A cette fin, des mélanges entre les cendres volantes/MK, les cendres volantes/ LHF et le LHF/MK ont été étudiés.

Le laitier de haut fourneau est défini en tant qu'un sous-produit issu du processus de la fabrication de la fonte. Il est incorporé dans le ciment pour remplacer partiellement le clinker et aussi pour améliorer les performances mécaniques à long terme des composites cimentaires (Cheah et al., 2021; Page et al., 2021). Dans les matériaux alcali-activé, le laitier a été mélangé avec d'autres précurseurs afin d'améliorer les propriétés de ces matériaux. Récemment, (Zhu et al., 2021) ont étudié l'effet de l'ajout de LHF sur des liants alcali-activés à base de MK avec des pourcentages entre 0% et 40%. Les résultats ont révélé que la substitution du MK par le LHF a amélioré la réaction, en favorisant la formation de gel C-S-H et en augmentant la résistance à la compression. Cet effet positif de LHF a été rapporté par d'autres auteurs (Akturk et al., 2022; Zakira et al., 2023).

Pour obtenir des propriétés optimales du liant, le contrôle de la température de cure est essentiel. (Hardjito et al., 2008) ont étudié l'effet de la température de cure sur les propriétés mécaniques des matériaux alcali-activés. Des températures entre 65 °C et 80 °C ont été examinées. Les meilleures résistances mécaniques ont été obtenues à une température de 65 °C. En outre, les températures élevées peuvent avoir des effets négatifs, tels que la formation de fissures ou la réduction des propriétés mécaniques. Alors que les températures basses provoquent une cinétique lente de la réaction et des résistances mécaniques faibles. Il est préférable de choisir des températures supérieures à la température ambiante et inférieures à 65 °C pour améliorer la réaction et avoir des bonnes performances mécaniques.

L'objectif globale de ces travaux est la fabrication d'un matériau biosourcé à base d'un liant alcali-activé et d'anas de lin sous forme des Blocs Biosourcés Compactés (BBC). A cette fin, il est nécessaire de faire une étude préliminaire sur la formulation des liants alcali-activés. Cet article aborde

principalement les travaux menés sur la formulation d'un liant alcali-activé caractérisé par un temps de prise court et une résistance mécanique élevée. Ce liant est formulé à base de MK, de LHF et de silicate de sodium. Cette étude porte sur l'optimisation du rapport MK/LHF et de la température de cure. Les aspects évalués à l'état frais incluent le suivi de la cinétique de la réaction et le temps de prise. A l'état durci, l'étude a été menée sur la porosité accessible à l'eau, la masse volumique apparente et la résistance à la compression.

II. PREPARATION DES MATERIAUX ALCALI-ACTIVES

A. Précurseurs

Dans cette étude, le métakaolin (MK) et le laitier de haut fourneau (LHF) sont les deux précurseurs choisis pour la formulation des matériaux alcali-activés en raison de leur composition chimique riche en silicates et en aluminates et de leur réactivité élevée.

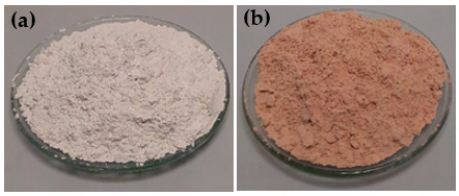


FIGURE 1. Illustration de LHF et MK utilisés : a) LHF ; b) MK

Le Tableau 1 présente la composition chimique en pourcentage massique de LHF et MK. Le laitier est caractérisé par une masse volumique de 2900 ± 30 kg/m^3 et une surface spécifique supérieure à 4200 cm^2/g. La masse volumique du MK varie entre 2500 ± 100 kg/m^3. Ces caractéristiques ont été données par les fournisseurs.

TABLEAU 1. Composition chimique en pourcentage massique de LHF et MK

	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	TiO_2	SO_3	Na_2O	K_2O
LHF	35,3	10,5	0,4	41,6	7,3	0,7	0,1	0,21	0,47
MK	69,8	21,6	2,2	0,3	0,2	1	0,2	0,1	0,3

B. Activateur

L'activateur alcalin utilisé dans cette étude est une solution de silicate de sodium. Le choix de cet activateur est basé sur sa capacité à avoir une prise rapide et des résistances mécaniques élevées (Cheah et al., 2021). La solution d'activation finale est caractérisée par un rapport SiO_2/Na_2O de 1,5 et une concentration massique de 35% (Zhu et al., 2021). Cette solution est obtenue par le mélange entre les silicates de sodium avec un rapport SiO_2/Na_2O de 3,4, l'hydroxyde de sodium (pureté > 99 % en poids) et de l'eau. L'activateur a été équilibré à la température ambiante avant la réaction. L'ajout de l'activateur par rapport au précurseur est ajusté d'après la littérature pour bien optimiser les performances finales du matériau. Le rapport activateur/précurseur est maintenu à 0,55 pour toutes les formulations (Mohamed et al., 2022).

C. Malaxage

Le LHF est incorporé dans un matériau alcali-activé à base de MK à des pourcentages massiques de 0%, 30%, 50%, 70% et 100%. Ces taux d'ajout sont choisis pour mieux comprendre l'effet de LHF à faible et à grande teneur sur les propriétés à l'état frais et à l'état durci des mélanges. Le Tableau 2 présente les pourcentages du MK et du LHF des échantillons élaborés.

TABLEAU 2. Pourcentages massiques du MK et LHF dans les liants

CODE	**0LHF**	**30LHF**	**50LHF**	**70LHF**	**100LHF**
Teneur de LHF (%)	0	30	50	70	100
Teneur de MK (%)	100	70	50	30	0

Le mélange est effectué dans un malaxeur d'une capacité de 5 litres pour toutes les formulations, il est réalisé en deux étapes (Fig. 2). Tout d'abord, le mélange à sec de MK et LHF avec une vitesse lente. Puis, l'ajout de l'activateur suivi par le malaxage avec une vitesse rapide pendant deux minutes. Le liant final obtenu a une texture identique au ciment.

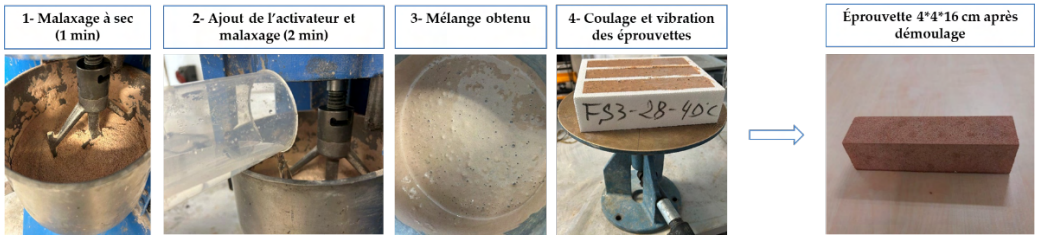


FIGURE 2. Procédure du malaxage et mise en forme du liant alcali activé

Après le malaxage, les mélanges ont été coulés dans des moules de dimensions 4×4×16 cm, et ont été vibrés ensuite pendant 10 secondes afin d'éliminer les bulles d'air emprisonnées dans le matériau. Les moules ont été recouverts par un film plastique pour éviter une éventuelle dessiccation. Afin d'étudier l'effet de la température de cure sur les propriétés du liant, les échantillons ont été séparés en deux groupes. Le premier groupe est placé dans l'étuve à une température de 40 °C, et le deuxième à une température de 60 °C pendant 24h. Après le durcissement, les éprouvettes ont été démoulées et conservées dans une chambre humide (HR > 80% et température ambiante) jusqu'à 7 jours et 28 jours. Etant donné l'absence de normes pour la caractérisation des matériaux alcali-activés, les caractérisations ont été effectuées selon les normes de ciment. Ainsi, la caractérisation à l'état frais est menée sur la calorimétrie isotherme à conduction et le temps de prise selon la norme NF EN 196-3. A l'état durci les propriétés mesurées sont la porosité accessible à l'eau suivant la norme NF P18-459 et la résistance à la compression selon la norme NF EN 196-1.

III. PROPRIETES A L'ETAT FRAIS

Les propriétés à l'état frais ont été évaluées par la calorimétrie isotherme à conduction et le temps de prise. Etant donné que la réaction d'activation est exothermique, au cours de cette réaction, des flux de chaleur se libèrent. L'essai de la calorimétrie permet de mesurer cette chaleur libérée au cours du temps, de suivre la cinétique et le processus de la formation des hydrates. De plus, cet essai peut constituer une méthode quantitative pour mesurer la réactivité des produits de la réaction en enregistrant leur chaleur libérée. Parallèlement, le temps de prise permet de déterminer la marge du temps pendant laquelle le mélange peut être manipulé et moulé avant que le durcissement ne devienne significatif. Ainsi, cet essai fournit des indications sur le temps approprié pour la fabrication des BBC, lors du mélange du liant avec les particules végétales avant son temps de la fin de prise.

A. Cinétique de la réaction d'activation

Pour évaluer l'effet d'ajout de LHF sur l'activation, le suivi de la réaction a été réalisé sur toutes les formulations à une température de 20 °C. Le principe de l'essai repose sur la mesure de la chaleur dégagée lors de la réaction en se basant sur deux capteurs reliés à un échantillon inerte et à l'échantillon à analyser. Le flux de chaleur est calculé en comparant les flux libérés par les deux échantillons. Le flux de chaleur libéré pendant les premières 48 heures de la réaction est mesuré à l'aide d'un calorimètre isotherme (I-Cal 2000 HPC). Afin de garantir un test représentatif, immédiatement après le mélange, les échantillons ont été introduits dans le calorimètre. Les flux de chaleur instantanés et cumulés, libérés au cours du temps sont donnés dans la Fig.3. Deux pics exothermiques sont observés pendant la période d'enregistrement. Un premier pic net apparaît immédiatement après le mélange, précisément après une minute pour toutes les formulations, suivi d'un second pic large qui se superpose parfois au premier. Le premier pic est attribué à la dissolution du précurseur après l'ajout de la solution d'activation. Cette dissolution est expliquée par l'adsorption de l'activateur sur la surface des particules du précurseur, puis les anions OH^- commencent à attaquer les liaisons Si-O-Si et Al-O-Al, en libérant les monomères d'Al et de Si. Lorsque les concentrations de ces monomères et d'autres petites espèces dissoutes atteignent un niveau critique dépassant les conditions de saturation dans l'environnement alcalin, la polycondensation entre l'Al et le Si commence, et par conséquent le deuxième pic exothermique apparaît (Akturk et al., 2022; Zhu et al., 2021). Pour les formulations 100LHF et 70LHF, les deux pics sont superposés ainsi que le flux de chaleur instantané reste constant pendant les 15 premières minutes de la réaction. Ces constations peuvent être expliquées par le chevauchement entre la dissolution et la polycondensation, en indiquant que la polycondensation commence au cours de la dissolution. L'intensité du dégagement de chaleur maximal du premier le pic augmente d'une manière significative à mesure que la teneur de LHF augmente dans le mélange, ce qui correspond à une dissolution élevée des précurseurs, et par conséquent une amélioration de la réaction. En effet, cette amélioration de la réaction d'hydratation avec l'ajout de LHF résulte de la teneur élevée du calcium dans le mélange. Le calcium en phase vitreuse donne une tendance accrue au désordre de la structure ce qui augmente la réactivité (Li et al., 2010).

Le dégagement de chaleur cumulé au cours de la réaction a été déterminé par l'intégration de la courbe du flux de chaleur (Fig. 3 (b)). Le mélange 100LHF présente le dégagement de chaleur cumulé le plus élevé, tandis que l'incorporation du MK dans les mélanges réduit les valeurs du dégagement de la chaleur. Ces constatations indiquent une formation de produits d'hydratation tels que le C-S-H et C-(A)-S-H plus importante lorsque la proportion de LHF est élevée.

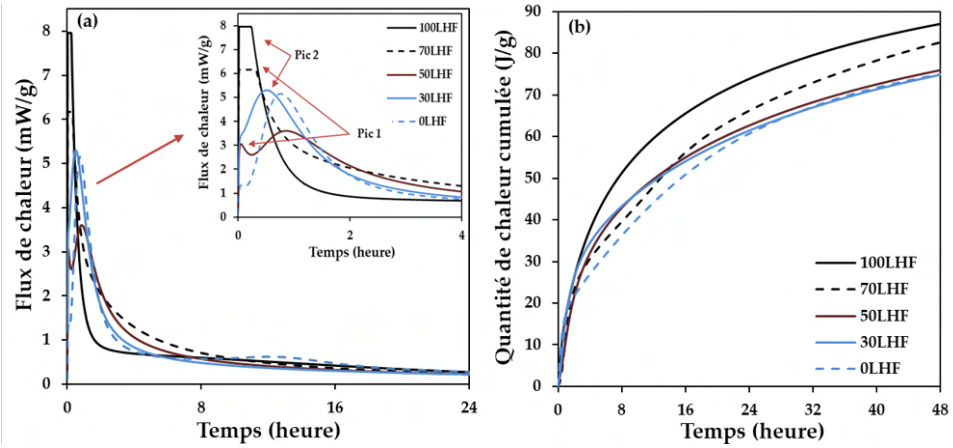


FIGURE 3. Résultats de la calorimétrie : a) flux de chaleur instantané ; b) quantité de chaleur cumulée

B. Temps de prise des liants alcali-activés

L'essai du temps de prise a été réalisé conformément à la norme NF EN 196-3 sur toutes les formulations à température ambiante en utilisant le dispositif Vicat. Il consiste à déterminer le début et la fin de la prise. La Fig. 4 montre les temps de prise initiaux et finaux des pâtes alcali-activés en fonction des teneurs en laitier. Les résultats montrent que les temps sont diminués d'une manière significative avec l'augmentation du pourcentage de LHF. Les études antérieures ont rapporté des résultats similaires (Kabay et al., 2021; Zhu et al., 2021). Ces temps de prise courts observés peuvent être liés à la forte réactivité du laitier par rapport au MK prouvée par la calorimétrie. Ce qui accélère la réaction d'hydratation et initie le processus du durcissement. En se basant sur ces résultats, le temps disponible pour formuler des blocs biosourcés doit être inférieur au début de prise. Pour la formulation 70LHF, ce temps est autour de 20 minutes.

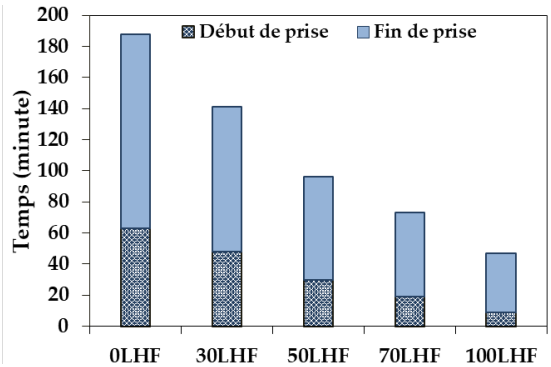


FIGURE 4. Temps de prise initiaux et finaux en fonction de la teneur du LHF

IV. PROPRIETES A L'ETAT DURCI

A. Propriétés physiques : Porosité accessible à l'eau et masse volumique apparente

L'incorporation de LHF dans les liant alcali-activés à base de MK, peut influencer sur la porosité et la masse volumique apparente. Ces caractéristiques peuvent à leur tour impacter les performances mécaniques.

La porosité accessible à l'eau et la masse volumique sont déterminées par pesée hydrostatique selon la norme NF P18-459 après 28 jours de cure. Les échantillons ont été séchés dans une étuve à 105 °C pendant 24h. Ils sont ensuite introduits dans une enceinte sous vide pendant 4h et immergés par l'eau pendant 44h. La porosité accessible à l'eau (ε) et la masse volumique apparente (ρ_d) sont obtenues à l'aide de l'Eq.1 et de l'Eq.2, respectivement :

$$\varepsilon = \left(\frac{m_{air} - m_{sèche}}{m_{air} - m_{eau}}\right) \times 100 \quad (1)$$

$$\rho_d = \left(\frac{m_{sèche}}{m_{air} - m_{eau}}\right) \times 100 \quad (2)$$

Avec m_{air} est la masse de l'échantillon à l'état saturé, m_{eau} est la masse dans une balance hydrostatique et $m_{sèche}$ est la masse après le séchage.

La Fig. 5 illustre la masse volumique et la porosité en fonction de la teneur de LHF. Les résultats montrent une augmentation de la masse volumique apparente avec l'incorporation de LHF. Il semble que cette augmentation soit liée à la masse volumique initiale de LHF élevée à 2900 ± 30 kg/m³ par rapport à celle de MK située entre 2400 et 2600 kg/m³. Les études antérieures ont rapporté des masses volumiques comprises entre 1200 et 1800 kg/m³ pour des liants alcali-activés à base de MK et entre 1700 et 1950 kg/m³ pour des liants alcali-activés hybrides (Zulkifly et al., 2021). Contrairement à la masse volumique, la porosité a subi une diminution avec l'ajout de LHF. Les valeurs les plus basses de la porosité correspondent à la formulation 100LHF. En effet, la diminution de la porosité dans les mélanges riches en LHF est probablement attribuée à la précipitation de calcium sous forme de $Ca(OH)_2$ dans les pores (Chindaprasirt et al., 2014). Pour toutes les formulations élaborées, l'élévation de la température de cure de 40 °C à 60 °C, induit à une réduction de la masse volumique apparente et une augmentation de la porosité. Des résultats analogues ont été rapportées par (Kubba et al., 2018). Ils ont interprété ce résultat par la formation du gel C-S-H avec une microstructure moins dense, entraînant une augmentation des vides et des pores. Cette augmentation de la porosité à 60 °C peut être expliquée par les fissurations observées dans les éprouvettes séchées à cette température.

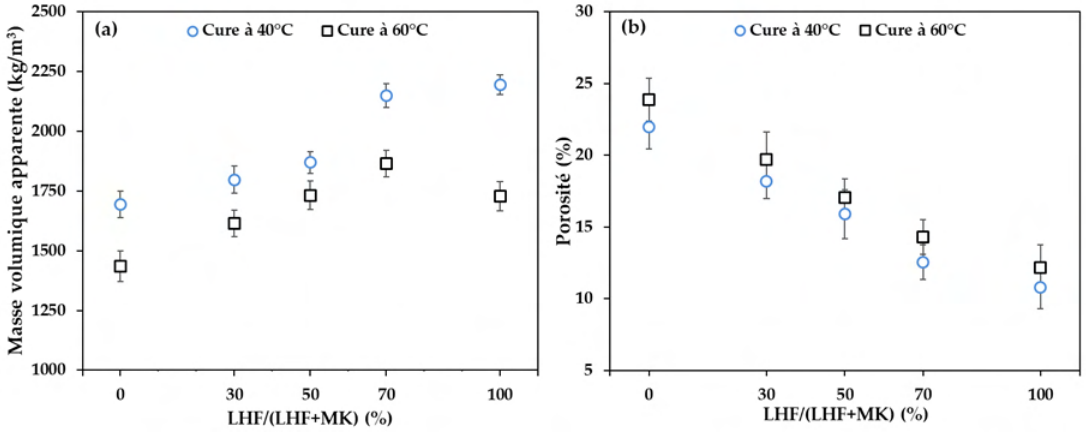


FIGURE 5. Propriétés physiques en fonction de la teneur en LHF et la température de cure : a) masse volumique ; b) porosité

B. Résistances à la compression

La résistance mécanique a été déterminée par l'essai de la compression conformément à la norme EN 196-1. L'essai a été effectué sur des échantillons de dimensions 4 x 4 x 8 cm dans une presse hydraulique avec une capacité de charge de 250 kN.

Trois éprouvettes de chaque échantillon ont été soumises à une charge croissante avec une vitesse de chargement de 2,4 kN/s jusqu'à la rupture. Les résistances à la compression après 7 et 28 jours des différentes formulations séchées à 40 °C et 60 °C sont données dans la Fig. 6. Les résultats montrent une augmentation de la résistance à la compression quelque soit le pourcentage d'ajout LHF par rapport au MK pour les deux températures de cure. A la température de 40 °C, la résistance à la compression de 28 jours a augmenté de 26,38 MPa à 74,67 MPa pour les formulations 0LHF et 70LHF, respectivement. Cette amélioration notable peut être interprétée par la réactivité élevée du LHF par rapport à celle de MK prouvée par la calorimétrie, ce qui induit à une dissolution plus rapide permettant la formation des hydrates C-S-H et C-(A)-S-H, par conséquent une résistance initiale élevée indépendamment de l'alcalinité (Mohamed et al., 2022; Zakira et al., 2023).

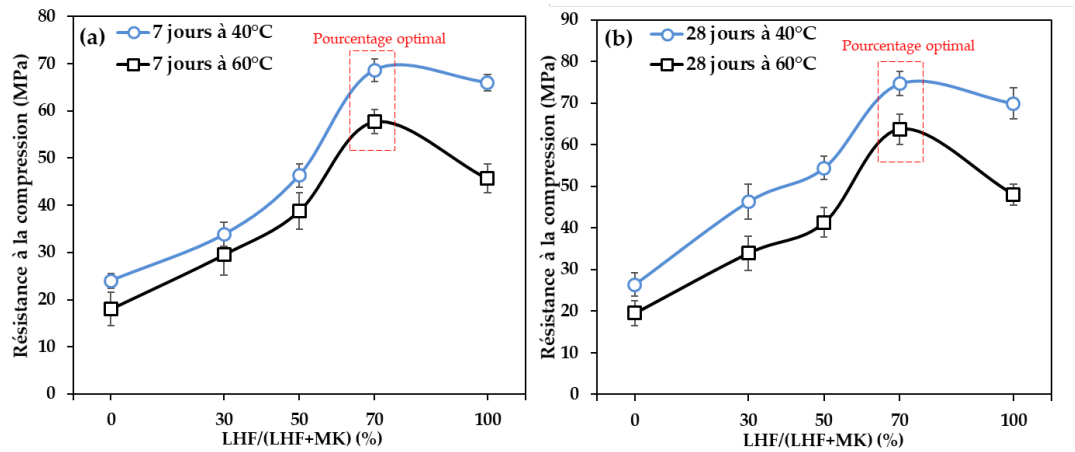


FIGURE 6. Résistances à la compression en fonction de la teneur en LHF et la température de durcissement : a) 7 jours ; b) 28 jours

C. Effet de température de cure

L'élévation de la température de durcissement favorise la réaction d'activation et contribue à des résistances mécaniques élevées (Mo et al., 2014). Les résultats de la résistance à la compression en fonction de la température sont présentés dans la Fig. 6. Ces résultats montrent que les liants durcis à 60 °C ont des résistances à la compression faibles par rapport aux liants durcis à 40 °C. Les variations observées peuvent être attribuées à l'augmentation de la porosité avec la température, ce qui affecte les performances mécaniques. (Mo et al., 2014; Kubba et al., 2018), ont associé ce comportement à la formation de microfissures dérivées au cours du processus de rétrécissement et de retrait par le cure à des températures élevées. De plus, l'augmentation de la température de durcissement favorise la réaction de l'activation en élevant le flux de chaleur dégagé à des temps de prise courts, ce qui génère des contraintes thermiques au cours du durcissement qui peuvent entraîner des fissurations et des défauts au niveau de la microstructure du liant, et par conséquence une réduction de la résistance à la compression.

La Fig. 6 montre également qu'il n'y a pas d'augmentation notable de résistance après 28 jours de durcissement pour tous les liants élaborés. Ce gain de résistance à jeune âge est observé aussi par (Zakira et al., 2023; Zhu et al., 2021). En outre, (Nawaz et al., 2020) ont noté que les liants alcali-activés développent une grande partie de leur résistance (plus de 70 %) au cours des 7 premiers jours de cure, quelle que soit les conditions de durcissement adoptées.

V. CONCLUSION

L'objectif de ces travaux est de formuler un liant alcali-activé pour des blocs biosourcé, en optimisant le rapport MK/LHF et la température de cure. Les principales conclusions sont les suivantes :

- Les résultats de la calorimétrie isotherme à conduction ont montré que l'incorporation de LHF a amélioré la réaction d'activation en raison de sa réactivité élevée.
- La substitution de MK par le LHF a réduit le temps de prise initial et final. Cette réduction est liée à la forte réactivité du laitier prouvée par la calorimétrie. Ce qui accélère l'hydratation et le durcissement.
- L'ajout de LHF dans les matériaux alcali-activés a un effet favorable sur la résistance à la compression. La substitution de MK par 70% de LHF a donné la résistance à la compression la plus élevée (74 MPa à 28 jours).
- La température de cure joue un rôle déterminant dans les propriétés à l'état durci. En revanche, l'augmentation de la température de cure à 60°C a provoqué une diminution de la résistance à la compression à 7 et à 28 jours. De plus les matériaux alcali-activés élaborés développent leur résistance dans les 7 premiers jours du durcissement.

L'incorporation du LHF dans les matériaux alcali-activés par les silicates de sodium améliore les propriétés à l'état frais et à l'état durci. Grâce à leur temps de prise court et leur capacité de développer la résistance à des jeunes âges, ces liants alcali-activés élaborés peuvent constituer une alternative prometteuse pour remplacer les liants utilisés habituellement dans les blocs de construction biosourcés. En se basant sur les résultats obtenus, les formulations choisies pour la fabrication des BBC sont 100LHF et 70LHF, avec une température de cure de 40°C. L'ajout des anas

de lin dans ce liant peut influencer leurs propriétés physiques, mécaniques et thermiques. Ces changements de comportement présenteront l'objectif de l'étude suivante.

REFERENCES

Akturk, B., Abolfathi, M., Ulukaya, S., Kizilkanat, A.B., Hooper, T.J.N., Gu, L., Yang, E.-H., Unluer, C., 2022. Hydration kinetics and performance of sodium carbonate-activated slag-based systems containing reactive MgO and metakaolin under carbonation. Cem. Concr. Compos. 132, 104617. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104617

Amziane, S., Collet, F. (Eds.), 2017. Bio-aggregates Based Building Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 236-BBM, RILEM State-of-the-Art Reports. Springer Netherlands, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-024-1031-0

Bumanis, G., Vitola, L., Pundiene, I., Sinka, M., Bajare, D., 2020. Gypsum, Geopolymers, and Starch—Alternative Binders for Bio-Based Building Materials: A Review and Life-Cycle Assessment. Sustainability 12, 5666. https://doi.org/10.3390/su12145666

Chabannes, M., Garcia-Diaz, E., Clerc, L., Bénézet, J.-C., 2015. Studying the hardening and mechanical performances of rice husk and hemp-based building materials cured under natural and accelerated carbonation. Constr. Build. Mater. 94, 105–115. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.06.032

Cheah, C.B., Tan, L.E., Ramli, M., 2021. Recent advances in slag-based binder and chemical activators derived from industrial by-products – A review. Constr. Build. Mater. 272, 121657. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121657

Chindaprasirt, P., Paisitsrisawat, P., Rattanasak, U., 2014. Strength and resistance to sulfate and sulfuric acid of ground fluidized bed combustion fly ash–silica fume alkali-activated composite. Adv. Powder Technol. 25, 1087–1093. https://doi.org/10.1016/j.apt.2014.02.007

Delannoy, G., Marceau, S., Glé, P., Gourlay, E., Guéguen-Minerbe, M., Diafi, D., Amziane, S., Farcas, F., 2020. Impact of hemp shiv extractives on hydration of Portland cement. Constr. Build. Mater. 244, 118300. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118300

Hasnaoui, A., Ghorbel, E., Wardeh, G., 2019. Optimization approach of granulated blast furnace slag and metakaolin based geopolymer mortars. Constr. Build. Mater. 198, 10–26. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.251

Kabay, N., Miyan, N., Özkan, H., 2021. Basic oxygen furnace and ground granulated blast furnace slag based alkali-activated pastes: Characterization and optimization. J. Clean. Prod. 327, 129483. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.129483

Kubba, Z., Fahim Huseien, G., Sam, A.R.M., Shah, K.W., Asaad, M.A., Ismail, M., Tahir, M.Md., Mirza, J., 2018. Impact of curing temperatures and alkaline activators on compressive strength and porosity of ternary blended geopolymer mortars. Case Stud. Constr. Mater. 9, e00205. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.e00205

Li, C., Sun, H., Li, L., 2010. A review: The comparison between alkali-activated slag (Si+Ca) and metakaolin (Si+Al) cements. Cem. Concr. Res. 40, 1341–1349. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.03.020

Mo, B., Zhu, H., Cui, X., He, Y., Gong, S., 2014. Effect of curing temperature on geopolymerization of metakaolin-based geopolymers. Appl. Clay Sci. 99, 144–148. https://doi.org/10.1016/j.clay.2014.06.024

Mohamed, O.A., Al Khattab, R., Al Hawat, W., 2022. Effect of relative GGBS/fly contents and alkaline solution concentration on compressive strength development of geopolymer

mortars subjected to sulfuric acid. Sci. Rep. 12, 5634. https://doi.org/10.1038/s41598-022-09682-z

Nawaz, M., Heitor, A., Sivakumar, M., 2020. Geopolymers in construction - recent developments. Constr. Build. Mater. 260, 120472. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120472

Ntimugura, F., Vinai, R., Harper, A., Walker, P., 2020. Mechanical, thermal, hygroscopic and acoustic properties of bio-aggregates – lime and alkali - activated insulating composite materials: A review of current status and prospects for miscanthus as an innovative resource in the South West of England. Sustain. Mater. Technol. 26, e00211. https://doi.org/10.1016/j.susmat.2020.e00211

Page, J., Khadraoui, F., Gomina, M., Boutouil, M., 2021. Enhancement of the long-term mechanical performance of flax fiber-reinforced cementitious composites by using alternative binders. J. Build. Eng. 40, 102323. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102323

Page, J., Sonebi, M., Amziane, S., 2017. Design and multi-physical properties of a new hybrid hemp-flax composite material. Constr. Build. Mater. 139, 502–512. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.037

Provis, J.L., 2018. Alkali-activated materials. Cem. Concr. Res. 114, 40–48. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.009

Talibi, S., Page, J., Djelal, C., Saâdi, L., 2024. Impact of treated red-algae fibers on physico-mechanical behavior of compressed earth bricks for construction. Eur. J. Environ. Civ. Eng. 0, 1–34. https://doi.org/10.1080/19648189.2024.2329722

Zakira, U., Zheng, K., Xie, N., Birgisson, B., 2023. Development of high-strength geopolymers from red mud and blast furnace slag. J. Clean. Prod. 383, 135439. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.135439

Zhu, H., Liang, G., Li, H., Wu, Q., Zhang, C., Yin, Z., Hua, S., 2021. Insights to the sulfate resistance and microstructures of alkali-activated metakaolin/slag pastes. Appl. Clay Sci. 202, 105968. https://doi.org/10.1016/j.clay.2020.105968

Zulkifly, K., Cheng-Yong, H., Yun-Ming, L., Abdullah, M.M.A.B., Shee-Ween, O., Khalid, M.S.B., 2021. Effect of phosphate addition on room-temperature-cured fly ash-metakaolin blend geopolymers. Constr. Build. Mater. 270, 121486. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121486

Mini revue de littérature sur les performances thermiques des isolants biosourcés et leur impact sur la qualité de l'air intérieur

Soizic Gibeaux[1]*, Thibaut Lecompte[1]

[1] *Univ. Bretagne Sud, UMR CNRS 6027, IRDL, F-56100 Lorient, France.*

* *soizic.gibeaux@univ-ubs.fr*

RESUME Cette revue de la littérature examine les études récentes concernant les performances thermiques des matériaux biosourcés pouvant être utilisés pour l'isolation des bâtiments et leurs impacts sur la qualité de l'air intérieur (QAI). Il met notamment en évidence les risques pour la santé liés aux émissions de composés organiques volatils (COV) en intérieur. Les données soulignent l'importance de l'isolation des bâtiments pour garantir un environnement intérieur sain et économe en énergie, notamment en période de chaleur dans le contexte de changement climatique. Les matériaux biosourcés apparaissent comme une alternative prometteuse aux matériaux conventionnels, offrant des performances thermiques satisfaisantes et des émissions de COV réduites. Cependant, cette revue met également en les lacunes dans les connaissances concernant les performances thermiques et les impacts de ces matériaux sur la QAI, et la nécessité de mener des études à long terme dans des applications de construction réelles. Enfin, des suggestions sont formulées pour le développement d'un système innovant qui permettrait d'obtenir des données adaptées à chaque situation.

Mots-clefs confort thermique, conductivité thermique, matériaux isolants biosourcés, émissions de COV, durabilité.

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Le confort thermique ne se résume pas à une simple question de bien-être. Il joue un rôle crucial dans la santé et le bien-être des occupants, surtout en prenant en compte que les européens passent plus de 90 % de leur temps en intérieur, dont environ 2/3 dans leurs habitations (Schweizer et al., 2007). Les personnes particulièrement vulnérables, telles que les personnes âgées, les jeunes enfants et les personnes en mauvaise santé, passent une proportion encore plus importante de leur temps en intérieur avec des conséquences potentiellement graves sur leur santé en cas de températures extrêmes. En effet, en France métropolitaine, le récent rapport de (Santé Publique France et al., 2023) a estimé qu'une augmentation de 1°C de la température moyenne est associée à une hausse de 0,5% à 3% de la mortalité, selon les populations et les régions, sur des données de 2014 à 2022 (Fig. 1). Les vagues de chaleur et de froid entraînent également une augmentation des hospitalisations et des consultations médicales principalement pour des pathologies respiratoires et cardio-vasculaires

(Stafoggia et al., 2023). La morbidité respiratoire s'accroit en particulier lorsque les températures intérieures sont élevées, ainsi que les symptômes des troubles mentaux, et l'absorption d'insuline chez les personnes atteintes de diabète de type 1 (Tham et al., 2020). Cependant, cette même étude, (Tham et al., 2020), montre que la rareté et l'hétérogénéité des données limitent la capacité à définir un seuil robuste de température intérieure maximale sans effet sur la santé.

De plus, le paysage de la recherche française sur l'habitat et la santé est actuellement caractérisé par une prédominance d'études ponctuelles. Ces investigations se focalisent généralement sur l'association entre un polluant spécifique et une pathologie donnée, manquant ainsi d'une perspective holistique qui prendrait en compte l'ensemble des interactions possibles. Les études explorant simultanément plusieurs effets sur la santé ou facteurs de risque s'avèrent rares, et se limitent souvent à des échantillons restreints et à un niveau d'analyse local (Santé Publique France et al., 2023).

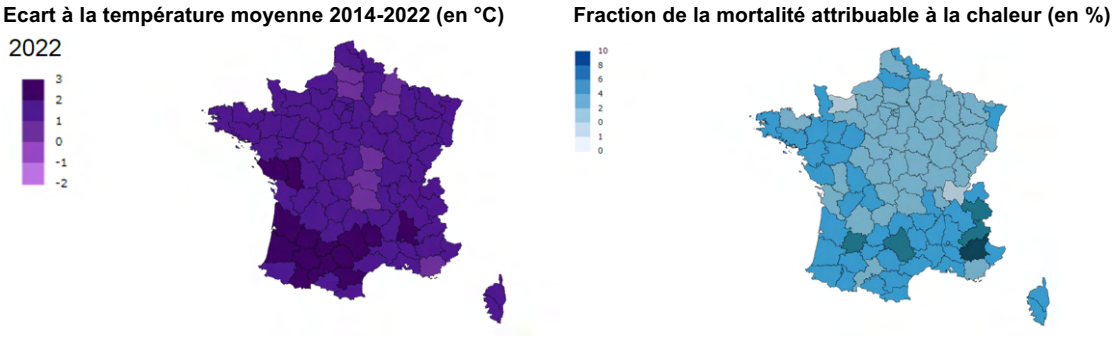


FIGURE 1. Écart de la température moyenne entre le 1er juin et le 15 septembre 2022 à gauche, et fraction de la mortalité estivale sur cette même période attribuable à la chaleur à droite (Santé Publique France et al., 2023).

Enfin, ces risques et inégalités en matière de santé risquent d'empirer dans un contexte de changement climatique, entre autres avec l'augmentation de la fréquence et de l'amplitude des vagues de chaleur, des tempêtes violentes associées à l'élévation du niveau de la mer et des incendies de forêt, ainsi que l'accroissement de la pollution de l'air en milieu urbain. Ces phénomènes pourraient entraîner le doublement des décès liés à la chaleur, l'augmentation de la mortalité et des hospitalisations liées à des maladies respiratoires aigües et chroniques, cardiovasculaires et cancers (Fisk, 2015; Vardoulakis et al., 2015).

Ces données alarmantes amènent à une prise de conscience accrue des enjeux liés à la qualité de l'environnement intérieur. Il est essentiel de trouver des solutions concrètes pour l'améliorer et garantir un environnement sain et propice à la santé et au bien-être de tous. L'isolation de l'enveloppe d'un bâtiment étant responsable de 50 à 60% des gains/pertes de chaleur totaux dans un bâtiment (Kumar et al., 2020), elle apparaît comme l'élément clé sur lequel agir afin de garantir un environnement intérieur sain, confortable et économe en énergie.

Le lien entre confort thermique et qualité de l'air intérieur (QAI) est également important. En effet, les stratégies d'optimisation énergétique peuvent parfois conduire à une réduction de la ventilation, en particulier en périodes froides, ce qui entraine une augmentation des niveaux de polluants intérieurs (Fisk, 2015; Maskell et al., 2017; Vardoulakis et al., 2020). Parmi les polluants les plus préoccupants se trouvent les composés organiques volatils (COV). Parmi les centaines de composés différents identifiés dans l'environnement intérieur, les principaux COV responsables de la détérioration de la QAI sont le xylène, styrène, aldéhyde, benzène, formaldéhyde, acétaldéhyde, toluène, limonène et a-pinène (Ruiz-Jimenez et al., 2022). Ils sont émis par des sources ponctuelles lors d'activités particulières (nettoyage, cuisine, impression) ou de manière plus continue par le mobilier, les revêtements, les textiles entre autres (Ulker et al., 2021). (Maskell et al., 2017) souligne également que les revêtements poreux peuvent adsorber les COV présents dans l'air, ce qui offre un potentiel supplémentaire d'amélioration de la QAI dans la plupart des constructions, où les murs et plafonds sont enduits et représentent donc une grande surface d'interaction.

Des études récentes, précédemment examinées par (Vardoulakis et al., 2020) et (Liu et al., 2022), ont démontré que l'exposition aux COV peut causer de nombreux problèmes de santé, notamment allant des irritations des yeux, du nez et de la gorge, des maux de tête et des nausées, des difficultés respiratoires, des allergies et de l'asthme à court et moyen terme, jusqu'à des infections respiratoires et pulmonaires irréversibles, des maladies cardiaques et cardio-vasculaires et des cancers à long terme (Paterson et al., 2021; Ulker et al., 2021). La figure 2 illustre les liens entre les principales sources de COV en intérieur et leurs effets sur la santé. (Salthammer, 2022) a montré que les premiers symptômes associés aux émissions de COV se font ressentir à partir d'une concentration de 200 $\mu g.m^{-3}$.

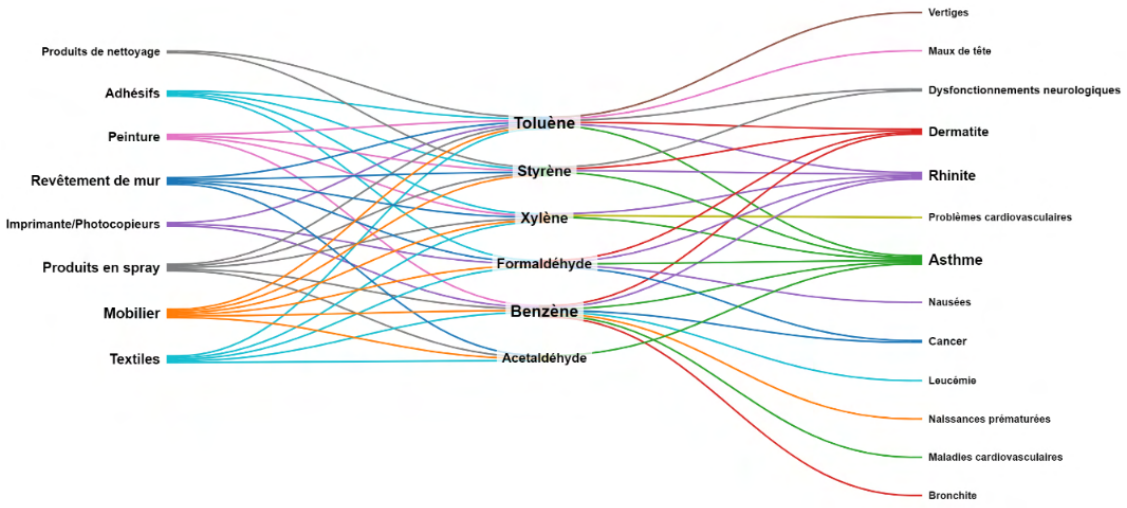


FIGURE 2. Diagramme des liens entre les sources des principaux COV émis en intérieur et leurs effets sur la santé. Données basées sur (Liu et al., 2022; Senthilnathan et al., 2018; Ulker et al., 2021).

Par ailleurs, le lien entre émission de COV et variations de la température est confirmé par (Beel et al., 2023). En effet, il a été constaté que les émissions de COV ont une relation linéaire avec la température, ces dernières apparaissant 2 fois plus élevées à 28°C qu'à 18°C.

Les matériaux biosourcés apparaissent comme une alternative pertinente aux matériaux conventionnels en raison de leur faible impact environnemental (Kutnik et al., 2017). Ceux-ci peuvent être utilisés pour différentes applications, structurelles et non structurelles, notamment en tant qu'isolant, brut ou associé à un liant (Cosentino et al., 2023). Ils pourraient contribuer à la diminution des émissions de COV en intérieur améliorant ainsi significativement la QAI, bien qu'il existe encore peu d'études à ce sujet (Kutnik et al., 2017) contrairement à leurs performances thermiques bien plus documentées (Cosentino et al., 2023).

Ainsi, étant donné le potentiel des solutions d'isolation thermique biosourcées, cette étude vise à comparer les méthodes d'évaluation des performances thermiques et des impacts des matériaux biosourcés sur la QAI par le biais d'un examen approfondi de la littérature, afin d'en déterminer les limites et de proposer une solution de monitoring du bâti déployable à grande échelle. Cette revue se concentre sur les matériaux biosourcés bruts, c'est-à-dire utilisés sans ajout de liant ou autre additif, et provenant de zones à climat tempéré.

II. METHODOLOGIE ET MATERIAUX

A. Champ d'application et stratégie de recherche

Dans cet article, une partie des études les plus récentes concernant la mesure des performances thermiques et des émissions de COV provenant des matériaux biosourcés utilisés en tant qu'isolant sont passés en revue. Différents matériaux biosourcés ont été examinés en fonction de leurs sources, ainsi que les résultats obtenus par différentes études de leurs performances thermiques et de leurs émissions de COV. Les caractéristiques des différentes méthodes d'analyse de ces deux paramètres ont également été comparées. Les documents sélectionnés pour cet article ont été publiés en anglais, et en français pour une minorité, entre 2002 et 2024.

B. Analyse des caractéristiques thermiques

La conductivité thermique est probablement la caractéristique la plus importante des matériaux d'isolation, car elle représente la capacité à conduire la chaleur et, par conséquent, à isoler. En outre, la conductivité thermique (pour un matériau) et le coefficient de déperdition (pour un système) sont les caractéristiques les plus souvent utilisées pour évaluer les propriétés isolantes des éléments de construction, comme les parois opaques et les ouvrants. Dans le système international, la conductivité a pour unité le $W.m^{-1}.K^{-1}$. La mesure de la conductivité thermique dépend du flux de chaleur qui traverse un matériau (Kutnik et al., 2017) et peut elle-même varier de manière plus ou moins significative en fonction d'autres paramètres extrinsèques et intrinsèques aux matériaux, à savoir la température (Ahmed et al., 2019), la densité de l'échantillon (Csanády et al., 2021; Kosiński

et al., 2018) , ou encore l'orientation des fibres et leur épaisseur (Colinart et al., 2021; Costes et al., 2017).

Les méthodes du fluxmètre thermique (HFM), de la plaque chaude gardée (GHP) et du hot-disk à source plane transitoire (TPS) font partie des méthodes expérimentales les plus communes pour déterminer la conductivité thermique d'un matériau. Ces méthodes ayant été retenues par les publications analysées dans cet article, leurs principes respectifs seront détaillés par la suite. Par ailleurs, les caractéristiques ainsi que les avantages et inconvénients de chacune de ces méthodes sont compilés dans le tableau 1.

La méthode du fluxmètre thermique (HFM) utilise deux transducteurs de flux de chaleur calibrés pour mesurer le flux de chaleur à travers un échantillon de matériau placé entre eux. Un flux de chaleur unidirectionnel et stable est maintenu en appliquant un gradient thermique donné à travers l'échantillon. Cette méthode a récemment été utilisée pour mesurer la conductivité thermique d'aiguilles de pin et d'épicéa (Muizniece et al., 2015), de panneaux de chêne et de pin (Limam et al., 2016), de paille (Platt et al., 2023; Pruteanu, 2010), de chanvre (Kosiński et al., 2018), de roseaux (Malheiro et al., 2022) et de rachis de maïs (Platt et al., 2023). Bien que (Cosentino et al., 2023) suggère qu'aucune préférence de méthode n'a été observée, cette technique est la plus employée dans les études récentes se rapportant aux matériaux biosourcés bruts d'isolation et concerne plus particulièrement 14 des 23 études retenues dans cet article (Tableau 3).

La méthode de la plaque chaude gardée (GHP) est l'une des méthodes les plus conventionnelles utilisées en régime permanent (Zarr et al., 2019). La chaleur est transférée d'un élément chauffant protégé (plaque chaude) vers l'échantillon situé au-dessus ou en-dessous de la plaque chauffante, l'autre extrémité de l'échantillon étant bloqué par une plaque froide. Les données sont enregistrées une fois que l'échantillon a atteint l'état d'équilibre avec un gradient de chaleur nul ou une chaleur constante sur l'ensemble de l'échantillon. Cette méthode a été utilisée entre autres sur de la laine de bois (Colinart et al., 2021), de la paille d'orge (Csanády et al., 2021) et de la paille de blé (Costes et al., 2017; Csanády et al., 2021).

La méthode hot-disk à source plane transitoire (TPS), qui évalue la conductivité par analyse de la dissipation de chaleur dans un milieu. Elle couvre une plage de conductivité thermique d'au moins 0,01 à 500 $W.m^{-1}.K^{-1}$. La méthode TPS utilise généralement deux moitiés d'échantillon entre lesquelles le capteur est pris en sandwich. Normalement, les échantillons doivent être homogènes, mais il est possible d'étendre l'utilisation de l'essai TPS à des matériaux hétérogènes en choisissant correctement la taille du capteur pour maximiser la pénétration de l'échantillon. (Colinart et al., 2021) ont utilisé cette méthode sur des fibres de bois et ont comparé les résultats obtenus avec ceux donnés par la GHP.

TABLEAU 1. Comparaison des méthodes de mesure de la conductivité thermique basée sur (Yüksel, 2016).

Méthode		Plage de température	Incertitude	Avantages	Inconvénients
Régime stationnaire	Fluxmètre thermique (HFM)	-100 à 200°C	3–10%	Construction et fonctionnement simples	Incertitude de mesure, mesure relative
		-180 à 1000°C (flux axial) 25 à 2300°C (flux radial)	0.5–2% and 10–500 $W.m^{-1}.K^{-1}$ (axial) 3–15 0.01–200 $W.m^{-1}.K^{-1}$ (radial)		
	Plaque chaude gardée (GHP)	-190 à 1220°C	2–5% 0.0001 à 1 $W.m^{-1}.K^{-1}$	Haute précision	Mesures de longue durée, échantillons de grande taille, matériaux à faible conductivité
		-180 à 1000°C	2% 0.0001 à 2 $W.m^{-1}.K^{-1}$		
Régime transitoire	Source plane transitoire Hot-disk (TPS)	-240 à 1300°C	-	Précision temporelle très courte, différentes propriétés thermiques simultanées	Entre 0,005 et 500 $W.m^{-1}.K^{-1}$ (matériau conducteur ou isolant)

C. Evaluation de la qualité de l'air intérieur

Les méthodes de monitoring des COV dans l'air sont basées soit sur des techniques indirectes pour mesurer des concentrations ponctuelles, précises mais également contraignantes, soit sur des instruments fonctionnant en temps réel. En effet, afin de mesurer la concentration en COV d'un certain volume d'air en utilisant des techniques indirectes, il faut faire passer un échantillon d'air à travers un piège approprié, appelé phase absorbante, où les ingrédients organiques sont retenus. Les polymères, le charbon actif, et le silica gel font partie des absorbants solides les plus communément utilisés (Niemz et al., 2023). Les différents COV doivent ensuite être séparés avant analyse. La plupart du temps, cette étape est effectuée par chromatographie en phase gazeuse (GC), suivie d'une analyse par ionisation de flamme (FID) ou par spectrométrie de masse (MS). La Chromatographie Liquide Haute Performance (HPLC) intègre directement ces deux étapes (Niemz et al., 2023; Ulker et al., 2021).

Concernant le monitoring en temps réel, les détecteurs à photoionisation (PID) sont particulièrement appréciés pour leur capacité à détecter une plus large gamme de COV à des concentrations plus faibles que toute autre méthode de détection en temps réel. D'autres options pour la détection des COV incluent des capteurs électrochimiques et des capteurs d'oxyde métallique, tous deux compacts et peu coûteux (Bassey, 2014).

Les différentes caractéristiques de ces méthodes, ainsi que leurs principaux avantages et inconvénients sont résumés dans le tableau 2.

TABLEAU 2. Comparaison des techniques d'analyse des COV basé sur (Bassey, 2014)et (Niemz et al., 2023).

Stratégies de mesure		Méthodes analytiques	Phase absorbante	Avantages	Inconvénients
Mesures en continu		Détecteur à photoionisation (PID)	Non concernés	Précis, compact	Plus onéreux que capteurs EC et Mox, calibration fréquente
		Capteurs électrochimiques (EC)		Peu onéreux, simple, très rapide, compact	Peu précis
		Capteur à oxyde métallique (Mox)		Peu onéreux, simple, très rapide, compact	Peu précis, COV totaux
Mesures ponctuelles	Actif (court terme) ou Passif (long terme)	Chromatographie en phase gazeuse/spectrométrie de masse (GC/MS)	Noirs de carbone graphitisés (GCB), Tamis moléculaires de carbone (CMS), Polymère (par ex. Tenax® TA)	Rapide, simple et très précise MS facilite l'identification de composés inconnus	Onéreux et encombrant, MS moins stable pour la détermination quantitative que FID
		Chromatographie en phase gazeuse/détecteur à ionisation de flamme (GC/FID)	Charbon actif	Rapide, simple et précis, FID stable	Onéreux et encombrant, FID nécessite plus de manipulation des échantillons que la MS
		Chromatographie liquide à haute performance (HPLC)	Silica gel enrobé	Convient aux COV qui ne peuvent pas être analysés par GC Précis et adaptable	Onéreux, encombrant et compliqué à utiliser du fait de la multiplicité des paramètres à contrôler

D. Les isolants biosourcés

Parmi les matériaux bruts biosourcés les plus étudiés au cours des 10 dernières années pour leur propriétés thermiques, on retrouve le bois qui reste le matériau le plus documenté à ce sujet, et ses dérivés (Cosentino et al., 2023; Kutnik et al., 2017). (Limam et al., 2016) se sont concentrés sur des panneaux de pin massif et d'écorce de chêne (Fig.3.a et b), (Colinart et al., 2021) sur de la laine de bois commercialisée et (Muizniece et al., 2015) sur les aiguilles de pin et d'épicéa en vrac.

Les particules végétales concernent une autre large part des isolants biosourcés, compressés sous la forme de panneau, en vrac ou encore en botte (Fig.3). Sous forme de bottes, la paille a fait l'objet des études de (Costes et al., 2017; Csanády et al., 2021; Platt et al., 2023; Pruteanu, 2010), le chanvre de (Kosiński et al., 2018), l'orge de (Vėjelienė et al., 2011), le roseau de (Malheiro et al., 2022; Vėjelienė et al., 2011). Les rachis de maïs ont été analysés après compression et découpe en panneaux par (Platt et al., 2023).

Enfin, (Ahmed et al., 2019) se sont intéressés à trois fibres animales : laines de mouton, de chèvre et crin de cheval (Fig.3.f, g et h).

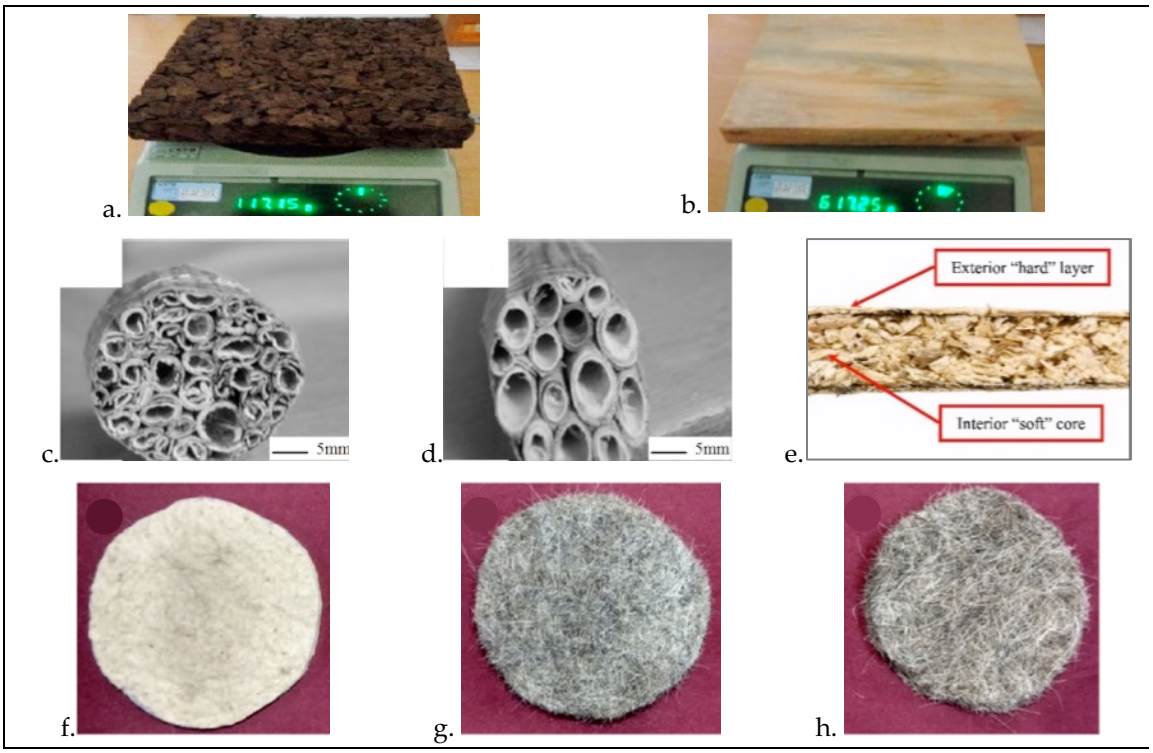


FIGURE 3. Panneau d'écorces de chêne (a) et de pin massif (b)(Limam et al., 2016), bottes d'orge (c) et de roseaux (d) (Vėjelienė et al., 2011), vue en coupe d'un panneau de rachis de maïs (e) (Platt et al., 2023), laines de mouton (f), de chèvre (g) et crin de cheval (h) (Ahmed et al., 2019).

III. CARACTERISTIQUES DES ISOLANTS BIOSOURCES

A. Performances thermiques

Le tableau 3 récapitule les critères et les résultats obtenus par les études retenues pour cet article. De manière générale, les matériaux bruts biosourcés testés possèdent des conductivités thermiques comprises entre 0,0314 et 0,194 $W.m^{-1}.K^{-1}$, alors que celles des matériaux conventionnels varient entre 0,005 et 0,065 $W.m^{-1}.K^{-1}$ (Kumar et al., 2020). Toutes ces études soulignent, par ailleurs, la sensibilité de la conductivité thermique aux variations d'autres paramètres extrinsèques et intrinsèques, tels que la température, l'humidité relative, la densité, l'orientation des fibres ou encore la porosité (Hung Anh and Pásztory, 2021).

D'après (Ahmed et al., 2019), l'augmentation de la conductivité thermique est linéairement proportionnelle à celle de la température d'un facteur d'environ 0,0003 $W.m^{-1}.K^{-2}$ pour les laines de mouton, de chèvre, et pour le crin de cheval.

Sur les bottes de pailles d'orge et de blé, (Csanády et al., 2021) relève que la relation entre la densité et la conductivité thermique est non linéaire et qu'il existe une densité apparente optimale pour laquelle la conductivité thermique est la plus basse. En effet, (Csanády et al., 2021) expliquent que ces variations dépendent de la structure interne et des propriétés physiques des tiges individuelles, en particulier leur porosité. De manière similaire pour les bottes de chanvre, (Kosiński et al., 2018)

montrent que la conductivité thermique diminue avec l'augmentation de la densité des bottes suivant une fonction polynomiale de degré 4 et que le chanvre doit être un minimum compacté pour être considéré comme un isolant intéressant. Enfin, d'après le modèle développé par (Costes et al., 2017), ce sont les effets combinés de la densité et de l'épaisseur qui ont une influence sur la conductivité thermique de la paille de blé.

Enfin, le biais lié au choix de la méthode analytique a également été testé sur de la laine de bois par (Limam et al., 2016) avec deux HFM, et par (Colinart et al., 2021) avec un GHP et TPS. Il en ressort des différences non négligeables entre les valeurs de conductivité thermique obtenues.

TABLEAU 3. Comparaison de résultats d'études récentes sur les matériaux biosourcés envisagés pour l'isolation.

Méthode expérimentale	Matériaux	Forme	Conductivité thermique ($W.m^{-1}.K^{-1}$)	Paramètres influençant la conductivité thermique	Epaisseur (mm)	Densité (kg/m3)	Références
HFM	Aiguilles de pin	Vrac	0,076	-	-	-	(Muizniece et al., 2015)
HFM	Aiguilles d'épicéa	Vrac	0,036	-	-	-	(Muizniece et al., 2015)
GHP	Bois	Laine	0,04	Orientation des fibres	40	58,3	(Colinart et al., 2021)
TPS	Bois	Laine	0,0504	Orientation des fibres	40	58,3	(Colinart et al., 2021)
HFM	Bois (Chêne)	Panneau d'écorce	0,041	-	40	65	(Limam et al., 2016)
HFM (TCM)	Bois (Chêne)	Panneau d'écorce	0,036	-	40	65	(Limam et al., 2016)
HFM (TCM)	Bois (Chêne)	Panneau d'écorce	0,037	-	80	65	(Limam et al., 2016)
HFM	Bois (Pin)	Panneau massif	0,192	-	20	580	(Limam et al., 2016)
HFM (TCM)	Bois (Pin)	Panneau massif	0,18	-	20	580	(Limam et al., 2016)
Hotbox	Crin de cheval	Laine	0,0389	Température (0.0003 $W.m^{-1}.K^{-2}$)	12	254	(Ahmed et al., 2019)
HFM	Chanvre	Botte	0,077 à 0,04	Densité	-	18 à 85	(Kosiński et al., 2018)
Hotbox	Laine de chèvre	Laine	0,0314	Température (0.00026 $W.m^{-1}.K^{-2}$)	12	270	(Ahmed et al., 2019)
Hotbox	Laine de mouton	Laine	0,0327	Température (0.00027 $W.m^{-1}.K^{-2}$)	12	263	(Ahmed et al., 2019)
GHP	Orge	Botte	0,064	-	200	65,2	(Vėjelienė et al., 2011)
GHP	Paille de blé	Botte	0,078 à 0,061 ($\lambda = 4{,}81.10^{-2} + 2{,}9.10^{-4}d - 1{,}13.10^{-2}t$)	Orientation des fibres, densité (d) et épaisseur (t)	300 à 500	68 à 123	(Costes et al., 2017)
GHP	Paille de blé	Botte	0,0494 à 0,0422	Densité	-	80 à 180	(Csanády et al., 2021)
HFM	Paille de blé	Botte	0,048	-	100	144	(Platt et al., 2023)
HFM	Paille de blé	Botte	0,053	-	160	51,06	(Pruteanu, 2010)
HFM	Paille de blé	Botte	0,061	-	160	76,4	(Pruteanu, 2010)
GHP	Paille d'orge	Botte	0,0438 à 0,0358	Densité	-	80 à 180	(Csanády et al., 2021)
HFM	Rachis de maïs	Panneau	0,04	-	25	81,3	(Platt et al., 2023)
HFM	Rachis de maïs	Panneau	0,042	-	50	81,3	(Platt et al., 2023)
HFM	Roseaux	Botte	0,07	-	100	209	(Malheiro et al., 2022)
GHP	Roseaux	Botte	0,082	-	200	76,5	(Vėjelienė et al., 2011)

B. Impact sur la qualité de l'air

Les hydrocarbures et leurs dérivés, benzènes, styrènes, aldéhydes, les cétones, les composés chlorés et les terpènes ont été identifiés comme des émissions potentielles dans l'air intérieur provenant d'une grande variété de matériaux de construction (Ruiz-Jimenez et al., 2022). Les matériaux biosourcés pourrait également être sources de COV lorsqu'ils sont utilisés comme matériaux d'isolation en raison de leur composition majoritairement carbonée. La détection des COV peut aussi servir d'indicateur à la présence de moisissures dans les parois comme le suggèrent (Moularat et al., 2008; Ruiz-Jimenez et al., 2023). En effet, (Braish et al., 2023) précisent que l'émission des COV par la plupart des matériaux biosourcés de construction reste limitée dans le temps, mais que ceux-ci peuvent être le support de développement de microorganismes qui peuvent eux-mêmes être sources de COV.

A notre connaissance, il n'existe actuellement pas de publications concernant les émissions de COV spécifiques aux matériaux suivants : aiguilles de pin ou d'épicéa, à la laine de chèvre, au crin de cheval, à l'orge, au roseau et aux rachis de maïs (Tableau 4).

Concernant le bois, résineux et feuillus émettent des terpènes, mais de manière plus significative par les résineux, le pin en particulier (Son et al., 2013), alors que les feuillus, tel que le chêne, émettront une plus grande diversité de COV à des concentrations moindres (Nyrud et al., 2012). De plus, d'après (Zhou et al., 2019), les panneaux à base de bois ont tendance à émettre davantage de COV sous l'action combinée des variations de température et d'humidité relative. Le processus d'émission des COV peut être divisé en deux étapes, à savoir une phase d'émission intense et rapide suivie d'une période plus stable au cours de laquelle la quantité de COV émise diminue progressivement au cours du temps.

Par ailleurs, les matériaux biosourcés pourraient même contribuer à la diminution des émissions de COV en intérieur améliorant, bien qu'il existe encore peu d'études à ce sujet, notamment la laine de mouton qui a déjà fait ses preuves en tant qu'absorbeur de COV en agissant comme un filtre à air passif (Mansour et al., 2016a, 2016b).

A l'échelle du bâtiment, quelle que soit la pièce concernée, (Dudzinska and Staszowska, 2021) ont détecté du toluène, du styrène et des dérivés du benzène dans la maison isolée à la paille. L'une des deux maisons biosourcées a présenté des concentrations de ces COV 2 à 5 fois plus élevées, ce qui s'expliquait davantage par des sources extérieures, notamment la proximité d'une route passante, plutôt qu'à l'isolation en paille. Dans tous les cas, les concentrations en COV relevées dans les maisons en paille se sont révélées plus faibles que celles des maisons isolées conventionnellement de la même zone.

TABLEAU 4. Comparaison des types de COV émis par les matériaux biosourcés retenus.

Matériaux	Méthode analytique	Principaux COV détectés	Références
Aiguilles de pin	-	-	-
Aiguilles d'épicéa	-	-	-
Bois (Chêne)	GC-MS	Acides carboxyliques, aldéhydes, terpènes	(Nyrud et al., 2012)
Bois (Pin)	Polymère + GC/MS et GC/FID	Terpène et dérivés	(Son et al., 2013)
Crin de cheval	-	-	-
Fibre de chanvre	GC-MS	Benzaldéhyde	(Adamová et al., 2019)
Laine de chèvre	-	-	-
Laine de mouton	GC-FID	Aucune émission relevée, et tendance à absorber le toluène	(Mansour et al., 2016a, 2016b)
Orge	-	-	-
Paille	Echantillonnage passif + HPLC	Toluène, styrène et dérivés du benzène	(Dudzinska and Staszowska, 2021)
Rachis de maïs	-	-	-
Roseaux	-	-	-

IV. LIMITES ET PERSPECTIVES DE RECHERCHE FUTURES

La littérature analysée démontre les avantages potentiels de l'utilisation de matériaux biosourcés comme matériaux d'isolation pour les rénovations énergétiques. Toutefois, il existe des lacunes dans les connaissances concernant les performances thermiques et les impacts de ces matériaux sur la qualité de l'air intérieur (QAI). En outre, des études à long terme sont nécessaires pour évaluer la durabilité et la viabilité des systèmes d'isolation à base de matériaux biosourcés dans des applications de construction réelles.

Comme décrit précédemment, les incertitudes sur la conductivité thermique, dues aux différentes méthodes d'analyse expérimentales et aux paramètres intrinsèques et extrinsèques aux matériaux, ne permet pas actuellement de généraliser et standardiser l'utilisation des matériaux biosourcés en tant qu'isolant (Cosentino et al., 2023; Hung Anh and Pásztory, 2021). Un projet de préstandardisation nommé KBBPS « knowledge-based bio-based products », ayant pour but la mise au point d'une méthode d'essai normalisée et universelle pour la caractérisation des produits biosourcés, a été mené de 2007 à 2015 (Kutnik et al., 2017), mais, à notre connaissance, il n'existe aujourd'hui aucune norme spécifiquement adaptée à l'évaluation des performances thermiques des matériaux biosourcés.

Cette revue a mis en évidence la nécessité de disposer de données expérimentales réelles acquises par des études de mesure à l'échelle du bâtiment pour mieux comprendre et optimiser les conditions sanitaires des occupants d'un bâtiment. En effet, chaque situation étant unique, en prenant en compte toutes les variables à la fois intrinsèques et extrinsèques influençant les propriétés thermiques et la QAI, il pourrait être pertinent de développer une méthode permettant d'obtenir des données adaptées à chaque situation.

Les progrès dans le domaine des réseaux de capteurs sans fil (WSN) ainsi que la miniaturisation des capteurs, des microcontrôleurs et des composants électroniques, en font des outils efficaces de monitoring du bâti (Ali et al., 2016; Mobaraki et al., 2021). Dans le cas de la QAI, le développement de WSN pour évaluer la QAI est rapporté dans des bâtiments du secteur tertiaire (Tiele et al., 2018) mais insuffisamment documenté pendant le processus de construction lorsque les émissions de COV sont particulièrement élevées (Velichko et al., 2017) et sur le moyen et long terme en relation avec le vieillissement du bâtiment. Cependant, les résultats expérimentaux préliminaires de (Peng et al., 2015) ont confirmé la pertinence des capteurs à photoionisation en situation réelle pour monitorer les concentrations en COV avec un haut niveau de précision. Concernant les propriétés thermiques des matériaux, très récemment, des prototypes WSN pour la mesure de conductivité thermique ont été développés en utilisant des HFM commerciaux (Lihakanga, 2022), et artisanaux (Lazaro et al., 2022).

C'est le croisement de l'ensemble de ces données qui permettra à la fois d'estimer la performance thermique réelle des solutions biosourcées, et leur influence sur la qualité de l'air intérieur des bâtiments.

REFERENCES

Adamová, T., Hradecký, J., Prajer, M., 2019. VOC Emissions from Spruce Strands and Hemp Shive: In Search for a Low Emission Raw Material for Bio-Based Construction Materials. Materials 12, 2026. https://doi.org/10.3390/ma12122026

Ahmed, A., Qayoum, A., Mir, F.Q., 2019. Investigation of the thermal behavior of the natural insulation materials for low temperature regions. Journal of Building Engineering 26, 100849. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100849

Ali, A.S., Zanzinger, Z., Debose, D., Stephens, B., 2016. Open Source Building Science Sensors (OSBSS): A low-cost Arduino-based platform for long-term indoor environmental data collection. Building and Environment 100, 114–126. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2016.02.010

Bassey, E.E., 2014. Development and Characterisation of Metal Oxide Gas Sensors. Auckland University of Technology.

Beel, G., Langford, B., Carslaw, N., Shaw, D., Cowan, N., 2023. Temperature driven variations in VOC emissions from plastic products and their fate indoors: A chamber experiment and modelling study. Science of The Total Environment 881, 163497. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2023.163497

Braish, T., Tinel, L., Depelchin, L., Gaudion, V., Andres, Y., Caudron, C., Antczak, E., Brachelet, F., Locoge, N., 2023. Evaluation of the seasonal variation of VOC surface emissions and indoor air concentrations in a public building with bio-based insulation. Building and Environment 238, 110312. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2023.110312

Colinart, T., Pajeot, M., Vinceslas, T., Hellouin De Menibus, A., Lecompte, T., 2021. Thermal conductivity of biobased insulation building materials measured by hot disk: Possibilities and recommendation. Journal of Building Engineering 43, 102858. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102858

Cosentino, L., Fernandes, J., Mateus, R., 2023. A Review of Natural Bio-Based Insulation Materials. Energies 16, 4676. https://doi.org/10.3390/en16124676

Costes, J.-P., Evrard, A., Biot, B., Keutgen, G., Daras, A., Dubois, S., Lebeau, F., Courard, L., 2017. Thermal Conductivity of Straw Bales: Full Size Measurements Considering the Direction of the Heat Flow. Buildings 7, 11. https://doi.org/10.3390/buildings7010011

Csanády, D., Fenyvesi, O., Nagy, B., 2021. Heat Transfer in Straw-Based Thermal Insulating Materials. Materials 14, 4408. https://doi.org/10.3390/ma14164408

Dudzinska, M.R., Staszowska, A., 2021. Assessment of chemical pollutant levels in the indoor air of straw bale homes. A case study.

Fisk, W.J., 2015. Review of some effects of climate change on indoor environmental quality and health and associated no-regrets mitigation measures. Building and Environment 86, 70–80. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2014.12.024

Hung Anh, L.D., Pásztory, Z., 2021. An overview of factors influencing thermal conductivity of building insulation materials. Journal of Building Engineering 44, 102604. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102604

Kosiński, P., Brzyski, P., Szewczyk, A., Motacki, W., 2018. Thermal Properties of Raw Hemp Fiber as a Loose-Fill Insulation Material. Journal of Natural Fibers 15, 717–730. https://doi.org/10.1080/15440478.2017.1361371

Kumar, D., Alam, M., Zou, P.X.W., Sanjayan, J.G., Memon, R.A., 2020. Comparative analysis of building insulation material properties and performance. Renewable and Sustainable Energy Reviews 131, 110038. https://doi.org/10.1016/j.rser.2020.110038

Kutnik, M., Suttie, E., Brischke, C., 2017. Performance of Bio-based Building Materials. Elsevier. https://doi.org/10.1016/C2015-0-04364-7

Lazaro, M., Lazaro, A., González, B., Villarino, R., Girbau, D., 2022. Long-Range Wireless System for U-Value Assessment Using a Low-Cost Heat Flux Sensor. Sensors 22, 7259. https://doi.org/10.3390/s22197259

Lihakanga, R., 2022. Generic Wireless Sensor Network for dynamic monitoring of a new generation of building material.

Limam, A., Zerizer, A., Quenard, D., Sallee, H., Chenak, A., 2016. Experimental thermal characterization of bio-based materials (Aleppo Pine wood, cork and their composites) for building insulation. Energy and Buildings 116, 89–95. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.01.007

Liu, N., Bu, Z., Liu, W., Kan, H., Zhao, Z., Deng, F., Huang, C., Zhao, B., Zeng, X., Sun, Y., Qian, H., Mo, J., Sun, C., Guo, J., Zheng, X., Weschler, L.B., Zhang, Y., 2022. Health effects of exposure to indoor volatile organic compounds from 1980 to 2017: A systematic review and meta-analysis. Indoor Air 32. https://doi.org/10.1111/ina.13038

Malheiro, R., Ansolin, A., Guarnier, C., Fernandes, J., Cosentino, L., Silva, S., Mateus, R., 2022. Reed as a Thermal Insulation Material: Experimental Characterisation of the Physical and Thermal Properties. Presented at the 4th International Conference on Bio-Based Building Materials, Barcelona, Spain, pp. 676–684. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/CTA.1.676

Mansour, E., Curling, S., Stéphan, A., Ormondroyd, G., 2016a. Absorption of volatile organic compounds by different wool types. Green Materials 4, 1–7. https://doi.org/10.1680/jgrma.15.00031

Mansour, E., Marriott, R., Ormondroyd, G., 2016b. Sheep wool insulation for the absorption of volatile organic compounds.

Maskell, D., Thomson, A., Peter, U., Walker, P.J., 2017. Bio-based plaster for improved indoor air quality.

Mobaraki, B., Lozano-Galant, F., Soriano, R., Castilla Pascual, F., 2021. Application of Low-Cost Sensors for Building Monitoring: A Systematic Literature Review. Buildings 11, 336. https://doi.org/10.3390/buildings11080336

Moularat, S., Robine, E., Ramalho, O., Oturan, M., 2008. Detection of fungal development in a closed environment through the identification of specific VOC: Demonstration of a specific VOC fingerprint for fungal development. Science of The Total Environment 407, 139–146. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2008.08.023

Muizniece, I., Lauka, D., Blumberga, D., 2015. Thermal Conductivity of Freely Patterned Pine and Spruce Needles. Energy Procedia 72, 256–262. https://doi.org/10.1016/j.egypro.2015.06.037

Niemz, P., Teischinger, A., Sandberg, D. (Eds.), 2023. Springer Handbook of Wood Science and Technology, Springer Handbooks. Springer International Publishing, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-81315-4

Nyrud, A.Q., Bringslimark, T., Englund, F., 2012. Wood use in a hospital environment: VOC emissions and air quality. Eur. J. Wood Prod. 70, 541–543. https://doi.org/10.1007/s00107-011-0578-3

Paterson, C.A., Sharpe, R.A., Taylor, T., Morrissey, K., 2021. Indoor PM2.5, VOCs and asthma outcomes: A systematic review in adults and their home environments. Environmental Research 202, 111631. https://doi.org/10.1016/j.envres.2021.111631

Peng, C., Qian, K., Wang, C., 2015. Design and Application of a VOC-Monitoring System Based on a ZigBee Wireless Sensor Network. IEEE Sensors J. 15, 2255–2268. https://doi.org/10.1109/JSEN.2014.2374156

Platt, S.L., Walker, P., Maskell, D., Shea, A., Bacoup, F., Mahieu, A., Zmamou, H., Gattin, R., 2023. Sustainable bio & waste resources for thermal insulation of buildings. Construction and Building Materials 366, 130030. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.130030

Pruteanu, M., 2010. Investigations regarding the thermal conductivity of straw.

Ruiz-Jimenez, J., Heiskanen, I., Tanskanen, V., Hartonen, K., Riekkola, M.-L., 2022. Analysis of indoor air emissions: From building materials to biogenic and anthropogenic activities. Journal of Chromatography Open 2, 100041. https://doi.org/10.1016/j.jcoa.2022.100041

Ruiz-Jimenez, J., Raskala, S., Tanskanen, V., Aattela, E., Salkinoja-Salonen, M., Hartonen, K., Riekkola, M.-L., 2023. Evaluation of VOCs from fungal strains, building insulation materials and indoor air by solid phase microextraction arrow, thermal desorption–gas chromatography-mass spectrometry and machine learning approaches. Environmental Research 224, 115494. https://doi.org/10.1016/j.envres.2023.115494

Salthammer, T., 2022. TVOC - Revisited. Environment International 167, 107440. https://doi.org/10.1016/j.envint.2022.107440

Santé Publique France, Pascal, M., Wagner, V., Lagarrigue, R., Casamatta, D., Pouey, J., Vincent, N., Boulanger, G., 2023. Estimation de la fraction de la mortalité attribuable à l'exposition de la population générale à la chaleur en France métropolitaine, Application à la période de surveillance estivale (1er juin -15 septembre) 2014-2022 (No. ISSN : 2534-6539 / ISBN-NET : 979-10-289-0848-5), Santé Environnement Mai 2023. Santé publique France.

Schweizer, C., Edwards, R.D., Bayer-Oglesby, L., Gauderman, W.J., Ilacqua, V., Juhani Jantunen, M., Lai, H.K., Nieuwenhuijsen, M., Künzli, N., 2007. Indoor time–microenvironment–activity patterns in seven regions of Europe. J Expo Sci Environ Epidemiol 17, 170–181. https://doi.org/10.1038/sj.jes.7500490

Senthilnathan, J., Kim, K.-H., Kim, J.-C., Lee, J.-H., Song, H.N., 2018. Indoor Air Pollution, Sorbent Selection, and Analytical Techniques for Volatile Organic Compounds. ajae 12, 289–310. https://doi.org/10.5572/ajae.2018.12.4.289

Son, Y.-S., Lim, B.-A., Park, H.-J., Kim, J.-C., 2013. Characteristics of volatile organic compounds (VOCs) emitted from building materials to improve indoor air quality: focused on natural VOCs. Air Qual Atmos Health 6, 737–746. https://doi.org/10.1007/s11869-013-0207-x

Stafoggia, M., Michelozzi, P., Schneider, A., Armstrong, B., 2023. Joint effect of heat and air pollution on mortality in 620 cities of 36 countries. Environment International 181, 108258. https://doi.org/10.1016/j.envint.2023.108258

Tham, S., Thompson, R., Landeg, O., Murray, K.A., Waite, T., 2020. Indoor temperature and health: a global systematic review. Public Health 179, 9–17. https://doi.org/10.1016/j.puhe.2019.09.005

Tiele, A., Esfahani, S., Covington, J., 2018. Design and development of a low-cost, portable monitoring device for indoor environment quality. Journal of Sensors 2018.

Ulker, O.C., Ulker, O., Hiziroglu, S., 2021. Volatile Organic Compounds (VOCs) Emitted from Coated Furniture Units. Coatings 11, 806. https://doi.org/10.3390/coatings11070806

Vardoulakis, S., Dimitroulopoulou, C., Thornes, J., Lai, K.-M., Taylor, J., Myers, I., Heaviside, C., Mavrogianni, A., Shrubsole, C., Chalabi, Z., Davies, M., Wilkinson, P., 2015. Impact of climate change on the domestic indoor environment and associated health risks in the UK. Environment International 85, 299–313. https://doi.org/10.1016/j.envint.2015.09.010

Vardoulakis, S., Giagloglou, E., Steinle, S., Davis, A., Sleeuwenhoek, A., Galea, K.S., Dixon, K., Crawford, J.O., 2020. Indoor exposure to selected air pollutants in the home environment: A systematic review. International journal of environmental research and public health 17, 8972.

Vėjelienė, J., Gailius, A., Vėjelis, S., Vaitkus, S., Balčiūnas, G., 2011. Evaluation of Structure Influence on Thermal Conductivity of Thermal Insulating Materials from Renewable Resources. ms 17, 208–212. https://doi.org/10.5755/j01.ms.17.2.494

Velichko, E., Tskhovrebov, E., Shevchenko, A., 2017. Environmental safety providing during heat insulation works and using thermal insulation materials. MATEC Web Conf. 106, 03009. https://doi.org/10.1051/matecconf/201710603009

Yüksel, N., 2016. The Review of Some Commonly Used Methods and Techniques to Measure the Thermal Conductivity of Insulation Materials, in: Almusaed, A., Almssad, A. (Eds.), Insulation Materials in Context of Sustainability. InTech. https://doi.org/10.5772/64157

Zarr, R.R., Bruss, S.M., McElroy, David.L., 2019. Historical Review of the Metered Section Area for the Guarded-Hot-Plate Method. J. Test. Eval. 47, 20180652. https://doi.org/10.1520/JTE20180652

Zhou, S., Liu, H., Ding, Y., Wu, Y., 2019. The effects of temperature and humidity on the VOC emission rate from dry building materials. IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 609, 042001. https://doi.org/10.1088/1757-899X/609/4/042001

Étude sur l'Optimisation de l'Épaisseur des Couches d'Aérosil et Amélioration par Cavité d'Air dans l'Isolation des Murs des Bâtiments au Contexte Climatique Marocain

M. Fellah[1], S. Ouhaibi[2], N. Belouaggadia [1,3], K. Mansouri [1], N.Sebaibi[3]

[1] *Laboratoire M2S2I, ENSET & Université Hassan II de Casablanca, Bd Hassan II, 28830 Mohammedia, Maroc.*

[2] *Laboratoire LISA, ENSA & Université de Fès, Av. Moulay Abdellah, Fès, Maroc.*

[3] *Builders Lab, Builders École d'ingénieurs, COMUE Normandie Université, 1 Rue Pierre et Marie Curie, 14610 Epron, France*

RESUME Ces dernières années ont vu croître l'intérêt pour l'utilisation de matériaux biosourcés dans l'isolation thermique des bâtiments. L'intégration de ces matériaux dans l'enveloppe des constructions offre une double opportunité : réduire la consommation d'énergie et le taux d'émission de gaz à effet de serre. Cette étude se concentre sur l'évaluation de l'utilisation de ce nouveau matériau isolant pour les murs extérieurs des bâtiments dans les six zones climatiques Marocaine. En utilisant une approche basée sur l'analyse du coût du cycle de vie (LCCA), Cette étude vise à déterminer l'épaisseur optimale de l'Aérosil, les économies d'énergie potentielles et le délai de récupération du coût de l'isolation, sur une période d'analyse de 20 ans. En outre, une analyse comparative a été entreprise en utilisant une modélisation numérique bidimensionnelle de la dynamique des fluides (CFD) entre un mur isolé avec l'épaisseur optimale du matériau écologique uniquement et un mur comportant ce matériau en combinaison avec une lame d'air. Les résultats ainsi obtenus, révèlent que les épaisseurs d'isolation optimales les plus importantes sont observées dans la zone climatique d'Ifrane (7 cm), suivie par Fès, Errachidia et Marrakech (6 et 5 cm respectivement). De plus, une couche de vide d'air a été introduite dans le mur multicouche isolé optimal pour minimiser son épaisseur tout en stabilisant la température de la surface intérieure des murs.

Mots-clefs Epaisseur optimale de l'isolation, Analyse du coût du cycle de vie, simulation CFD, isolation thermique, charges de refroidissement et de chauffage

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Alors que nous explorons davantage le domaine de la construction durable et des solutions novatrices en matière de bâtiment, il devient de plus en plus évident que le secteur du bâtiment joue un rôle important dans le paysage mondial de la consommation d'énergie et est un contributeur majeur aux émissions de gaz à effet de serre. Cette réalité est particulièrement marquée au Maroc, où le secteur du bâtiment représente 33 % de la consommation finale d'énergie du pays [1]. L'urgence de réduire cette consommation d'énergie et de mettre en place de

nouvelles normes d'efficacité énergétique a conduit à l'introduction récente de réglementations thermiques pour les bâtiments au Maroc. Ces réglementations promettent de réduire de manière significative les coûts énergétiques associés à ce secteur. Au Maroc, où l'influence du climat et des conditions météorologiques sur la consommation d'énergie est particulièrement marquée, l'architecture joue un rôle essentiel dans la performance énergétique et thermique des bâtiments. C'est dans ce contexte que l'intégration de techniques passives et de matériaux isolants dans les pratiques de construction est utilisée comme un moyen de réaliser des économies d'énergie significatives. Des chercheurs du monde entier s'efforcent de développer des solutions novatrices pour améliorer l'isolation thermique des bâtiments, avec pour objectif de promouvoir la durabilité et l'efficacité énergétique dans les projets de construction. Dans notre quête pour améliorer l'efficacité thermique des enveloppes des bâtiments et réaliser des économies d'énergie plus substantielles, les approches de construction innovantes intègrent désormais des couches d'air internes dans l'enveloppe du bâtiment. Alvaro De Gracia et Coll. [2] Ont présenté les différentes typologies de modélisation numérique (CFD) dans l'utilisation de façades double peau (FDC) dans le secteur du bâtiment, ainsi que leurs avantages thermiques. Wilmer Pasut et Coll. [3] Ont démontré, par le biais d'une analyse de sensibilité, une stratégie efficace pour mener une simulation CFD de l'enveloppe d'un bâtiment spécifique. Ils ont conclu que, dans le cas d'une façade double peau caractérisée par un écoulement bidirectionnel prédominant, l'effort supplémentaire requis pour élaborer un modèle 3D n'est pas justifié par une amélioration significative des résultats. Omar Iken et Coll. [4] Ont illustré, à l'aide d'une simulation numérique par la méthode bidimensionnelle de dynamique des fluides numérique (CFD), qu'une configuration intelligente d'une façade double peau peut contrôler la génération de l'effet de serre. Leur étude a porté sur le comportement thermique et énergétique de cette façade en intégrant du dioxyde de vanadium (VO2) dopé au tungstène (W) en tant que matériau mince optiquement intelligent, ainsi qu'un revêtement en nitrure d'aluminium (AlN) à forte capacité d'absorption.
Naouel Daouas et Coll. [5] Ont mis en évidence, à travers une analyse du coût du cycle de vie sur une période de 30 ans, que l'orientation sud est la plus économique. Ils ont déterminé qu'une épaisseur d'isolation optimale de 10,1 cm permettrait d'atteindre 71,33 % d'économies d'énergie, avec une période de récupération de l'investissement estimée à 3,29 ans. Meral Ozel et Coll. [6] Ont identifié, dans cette étude, les épaisseurs optimales d'isolation pour toutes les orientations des murs, à travers une analyse des coûts sur une durée de vie de 20 ans du bâtiment. Ils ont conclu que, pour la saison de refroidissement, l'épaisseur d'isolation optimale la plus basse est observée pour le mur orienté vers le nord, caractérisé par une charge de refroidissement minimale. À l'inverse, les murs orientés vers l'est et l'ouest, supportant une charge de refroidissement maximale, nécessitent une épaisseur d'isolation plus élevée.

Notre étude vise à déterminer l'épaisseur optimale d'un isolant thermique écologique dans les six zones climatiques distinctes du Maroc. L'objectif principal est de réduire la consommation d'énergie durant les étés chauds et les hivers froids en déterminant l'épaisseur optimale de l'isolant écologique utilisé. Cette approche repose sur une analyse approfondie basée sur le concept de degré-jour et inclut une évaluation du coût du cycle de vie. De plus, nous avons utilisé la modélisation numérique bidimensionnelle en mécanique des fluides, également connue sous le nom de dynamique des fluides numérique (CFD), pour évaluer l'efficacité de notre solution novatrice de lame d'air, afin de maintenir la stabilité de la température de la surface intérieure du mur. Cette méthodologie nous a permis de déterminer avec précision l'épaisseur optimale de l'isolant, une étape essentielle pour améliorer l'efficacité énergétique dans la conception des bâtiments.

II. CHOIX DU MATÉRIAU COMPOSITE

Dans le cadre de leurs travaux de recherche. Ouhaibi et Coll. [7] ont étudié le matériau composite en combinant l'Aérosil et du plâtres. Des revêtements hydrophobes variés, contenant de la poudre « AEROSIL A200 » (à des concentrations allant de 5 à 15% en poids) et du gypse, ont été formulés pour cette analyse. Le gypse commercial, utilisé dans cette étude, provient des carrières de la région de Safi situées dans le sud-est du Maroc et la poudre de fumée de silice hydrophile (AEROSIL A200) est fourni par la société « Evonik Operation Gmbu ». L'analyse texturale, réalisée par la théorie de Brunauer-Emmett-Teller BET [8], a révélé une surface spécifique de $200 m^2/g$ pour la poudre d'Aérosil, avec une taille de particules de l'ordre de 12 nm, conférant ainsi une surface spécifique importante. Le Tableau 1 reprend les résultats présentés par Ouhaibi et Coll. Où la composition S10 a été déterminée comme étant la plus optimale en termes de caractérisation thermophysiques.

TABLEAU 1. Propriétés thermophysiques du composite sélectionnné [7]

Matériaux	Conductivité thermique ($W/m.K$)	Densité (kg/m^3)	Chaleur spécifique ($J/kg.K$)
S0	0,247 ± 0,002	1210,9 ± 0,07	1102,0 ± 0,05
S5	0,148 ± 0,001	890,6 ± 0,07	1265,6 ± 0,05
S10	0,043 ± 0,005	679,6 ± 0,07	1490,4 ± 0,05
S15	0,040 ± 0,003	656,2 ± 0,07	1437,8 ± 0,05

III. DEMARCHE DE TRAVAIL

Dans cette section, nous exposons notre méthodologie de recherche, initiée par la cartographie détaillée des zones d'étude et l'évaluation des charges thermiques pour le chauffage et le refroidissement. Nous abordons ensuite la sélection des différentes configurations murales à étudier En prenant en compte le coût du cycle de vie (LCC) en ($\$/m^2$), nous visons à déterminer l'épaisseur optimale de l'isolant. Enfin, nous présentons notre modèle de simulation numérique développé pour évaluer l'amélioration de la performance thermique, se traduisant par un confort thermique accru, pour les deux configurations de murs analysées.

A. Données météorologiques

Dans cette étude, conformément au Règlement thermique de construction au Maroc [9], nous avons exploité les données météorologiques provenant des stations de surveillance réparties à travers le pays sur une décennie. La classification de ces zones climatiques repose principalement sur l'accumulation des degrés-jours en hiver et en été. La cartographie obtenue permet de distinguer nettement six zones climatiques distinctes, chacune étant associée aux villes suivantes.

TABLEAU 2. Description des conditions climatiques étudiées [9]

Zones climatiques	Villes	Type de climat	Caractéristiques climatiques
1	Agadir	Océanique	Hivers doux et humides & étés tempérés par l'océan
2	Tanger	Méditerranéen	Hiver doux et pluvieux & Etés chauds et secs
3	Fès	Semi-aride	Hivers froids avec gelées fréquentes & Etés très chauds et secs
4	Ifrane	Montagne	Hivers froids et enneigés & étés doux
5	Marrakech	Semi-aride	Hivers doux & étés très chauds et secs
6	Errachidia	Aride	Hivers frais & étés torrides

B. Procédure de calcul des charges de chauffage et de refroidissement

Nous considérons que les pertes de chaleur se limitent aux surfaces des murs extérieurs. Les besoins annuels en chauffage (Q_h) et en refroidissement (Q_c) en (J/m^2), peuvent alors être évalués en utilisant le concept de degrés-jours, comme décrit dans les équations (1) et (2) [10].

$$Q_h = 24 \times 3600 \times DD_h \times U \quad (1)$$

$$Q_c = 24 \times 3600 \times DD_c \times U \quad (2)$$

Où (DD_h) et (DD_c) représentent le nombre de degrés-jours pour les besoins de chauffage et de refroidissement respectivement. Le coefficient U en ($W/m^2.K$) exprime la transmission thermique globale à travers la paroi. Il est calculé à l'aide de (3) :

$$U = 1/\left(R_{wt} + e_{ins}/K_{ins}\right) \quad (3)$$

Où R_{wt} en ($m^2.K/W$) représente la résistance thermique de la paroi entière sans matériau isolant, et K_{ins} et e_{ins} sont, respectivement, la conductivité thermique et l'épaisseur du matériau isolant.

TABLEAU 3. DD_h et DD_c des villes sélectionnées [11]

Villes	Latitude (°)	Longitude (°)	Altitude (m)	DD_h (°C-jour)	DD_c (°C-jour)
Agadir	30,4	-9,6	23	619	549
Tanger	35,7	-5,8	85	830	441
Fès	33,9	-5,0	579	1295	712
Ifrane	33,5	-5,2	1665	1901	517
Marrakech	31,6	-8,0	466	754	1042
Errachidia	31,9	-4,4	1045	1034	1407

C. La configuration étudiée

Les constructions au Maroc sont généralement dotées d'une enveloppe composée de briques et de mortier de ciment. Cette étude évalue l'amélioration de la performance thermique des murs extérieurs en intégrant de l'aérosil et mesure son impact sur les besoins en chauffage et en climatisation. La configuration initiale du mur, représentée dans la "Fig. 1", comprend un mur composite avec 2 cm de mortier de ciment à l'intérieur et à l'extérieur, ainsi que 20 cm de briques pleines. La deuxième configuration, également présentée dans la "Fig. 1", est similaire mais intègre une couche isolante de 2 cm d'aérosil. Les propriétés thermiques des matériaux utilisés sont récapitulées dans le tableau 4 [12].

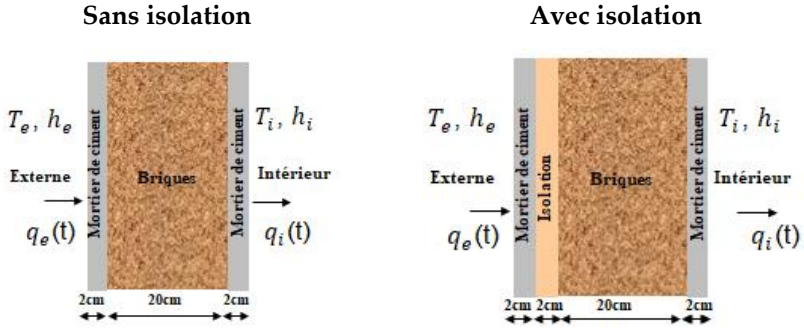


FIGURE 1. Configuration du mur étudié

TABLEAU 4. Matériaux de construction et leurs propriétés thermophysiques

Matériaux	Conductivité thermique ($W/m.K$)	Densité (kg/m^3)	Chaleur spécifique ($kJ/kg.K$)
Briques	0,925	2100	0,92
Mortier de ciment	0,97	1600	0,84
Isolation (S10)	0,043	679,6	1,4904

D. L'analyse du coût du cycle de vie (LCC)

Pour réduire la consommation énergétique relative au chauffage et à la climatisation, l'incorporation d'isolants thermiques dans l'enveloppe des bâtiments est cruciale. Pour une efficacité optimale, il est essentiel de déterminer l'épaisseur appropriée de l'isolant en fonction de ses caractéristiques. L'analyse du coût du cycle de vie constitue une méthode éprouvée pour minimiser le coût total actualisé de l'énergie sur la durée de vie du bâtiment. Elle prend en compte le taux d'inflation (*i*), le taux d'actualisation (*d*), ainsi que la consommation d'énergie associée à l'épaisseur de l'isolant. L'équation (4) [13] permet d'estimer le coût total par unité de surface murale.

$$LCC = \underbrace{C_{ins} \times e_{ins}}_{C_i} + \underbrace{NPV \times C_{enr}}_{C_e} \quad (4)$$

NPV représente le facteur de valeur actuelle et C_{enr} le coût énergétique annuel total. C_{ins} représente le coût par unité de volume de l'isolant thermique, et e_{ins} l'épaisseur de cet isolant.

Le coût énergétique annuel ($\$/m^2$) est la somme des coûts annuels de chauffage et de refroidissement, qui sont calculés à l'aide de l'équation (5) [9] :

$$C_{enr} = \frac{Q_c \times C_{el}}{COP \times 3.6 \times 10^6} + \frac{Q_h \times C_{el}}{H_u \times \eta_s} \tag{5}$$

COP représente le coefficient de performance du système de refroidissement (PAC). C_{el} est le coût de l'électricité. H_u correspond au pouvoir calorifique inférieur de l'électricité. Enfin, η_s est l'efficacité du système de chauffage.

La *NPV* a été calculée en tenant compte du taux d'actualisation (d), du taux d'inflation (i), et du période d'analyse (N) est généralement d'environ 20 à 30 ans pour les bâtiments au Maroc. En utilisant les expressions suivantes (6) :

$$NPV = \frac{(1+r)^N - 1}{r(1+r)^N} \quad if\ i > d; r = (i-d)/(i+d)\ \ or\ \ i < d; r = (d-i)/(i+1)$$
$$NPV = \frac{N}{1+i} \qquad if \quad i = d \tag{6}$$

TABLEAU 5. Paramètres utilisés dans le calcul économique

Paramètre	Valeur
Coût de l'électricité (C_{el}), [14]	0.10 $/KWh
Coefficient de performance (COP), [15]	3
Pouvoir calorifique (H_u), [16]	$3.6 \times 10^6 \ \ j/m^3$
Efficacité (η_S), [16]	0.99
Coût de l'isolation (C_{ins}), [7]	30.43 $\$/m^3$
Taux d'inflation (i), [11]	2.5%
Taux d'actualisation (d), [11]	5.5%
Période d'analyse (N), [13]	20 years

E. Modèle de simulation

Dans cette partie, nous procéderons à une simulation numérique pour évaluer la performance thermique et le comportement dynamique de deux configurations de murs :

- La première configuration utilisera un matériau isolant en aérosil ;
- La seconde configuration exploitera une solution innovante intégrant une lame d'air pour réduire au minimum l'épaisseur d'isolation requise.

Cette simulation est réalisée à l'aide de la méthode CFD (Dynamique des Fluides Numérique) en utilisant le logiciel Ansys/Fluent 19.0. Nous avons appliqué cette analyse dynamique au cas de

murs orientés vers le sud situés dans les zones climatiques d'Ifrane, Fès et Marrakech, où une minimisation de l'épaisseur optimale est nécessaire.

Le modèle physique utilisé pour simuler le transfert de chaleur à travers les murs détaillé ci-dessous "Fig. 2". La conduction se produit à travers les matériaux solides composant le mur, tels que le mortier de ciment, les briques et l'aérosil. En revanche, la convection se produit dans la partie fluide, notamment dans la lame d'air, ainsi qu'entre le mur et l'intérieur, en tenant compte d'un contact parfait entre toutes les couches.

Les hypothèses prises en compte pour les calculs CFD sont les suivantes :

- Modélisation 2D (calculs numériques bidimensionnels) ;
- Écoulement laminaire non ventilé de l'air avec transfert de chaleur instable ;
- Propriétés isotropes des matériaux ;
- La convection dans l'espace rempli d'air est supposée naturelle ($Ra < 10^6$);
- L'air est considéré comme un fluide newtonien, et on suppose que la contrainte de cisaillement résultant du glissement de l'air aux interfaces des parois de la fente est négligeable.

Equation d'énergie :

L'équation d'énergie est résolue pour décrire la dynamique des champs de température de l'air dans la cavité et la transmission thermique à travers les différentes sections. Cela est exprimé dans l'équation (7) [4], où C_p représente la capacité thermique et λ la conductivité thermique.

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} + \rho C_p u.\nabla T = \nabla.(\lambda \nabla T) \tag{7}$$

Equation de conservation de la masse

La résolution des équations de Navier-Stokes permet de déterminer l'évolution instantanée des champs de vitesse et de pression dans la cavité [4].

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla.\rho u = 0 \tag{8}$$

Équation de conservation de la quantité de mouvement

Les équations de mouvement de l'air remplissant l'entrefer sont exprimées par (9) [13].

$$\rho \frac{\partial u}{\partial t} + (\rho u.\nabla)u = -\nabla p + \nabla \overline{\overline{\tau}} - \rho\beta(T - T_{ref})g \tag{9}$$

$$\overline{\overline{\tau}} = \mu[(\nabla u + \nabla u^T)] \tag{10}$$

Il convient de noter que *u* est le vecteur vitesse de l'écoulement, *p* est la pression statique et $\overline{\overline{\tau}}$ est le tenseur des contraintes décrit dans (10). En outre, le terme $\rho\beta(T - T_{ref})g$ désigne les forces corporelles gravitationnelles exprimées selon l'approximation de Boussinesq [4].

Il est important de noter aussi que le couplage entre la pression et la vitesse a été défini à l'aide d'un algorithme implicite. De plus, un schéma numérique du second ordre a été appliqué aux

équations de quantité de mouvement et d'énergie, ainsi qu'à la discrétisation du schéma d'interpolation de la pression. Enfin, les résultats numériques ont été considérés comme convergents lorsque les résidus de la vitesse de l'air et de l'énergie étaient inférieurs à 10^{-6}.

Conditions aux limites

Les équations (11) et (12) définissent les conditions aux limites pour les surfaces extérieures et intérieures de la paroi, respectivement. Les autres côtés de la paroi sont considérés comme adiabatiques (13).

$$-\lambda_0(\frac{\partial T}{\partial x})_{x=0} = h_e(T_{sa}(t) - T_{x=0}) \tag{11}$$

$$-\lambda_l(\frac{\partial T}{\partial x})_{x=L} = h_i(T_{x=L}(t) - T_{in}(t)) \tag{12}$$

$$\frac{\partial T(x,0,t)}{\partial y} = \frac{\partial T(x,l,t)}{\partial y} = 0 \tag{13}$$

h_e et h_i représentent les coefficients de transfert de chaleur radiatif et convectif combinés sur les surfaces des parois extérieure et intérieure, respectivement. Le coefficient h_e est calculé à l'aide de (14) :

$$h_e = D + EV_{Wind} + FV_{Wind}^2 \tag{14}$$

Les constantes empiriques *D*, *E* et *F* dépendent du type de surface. *V* est la vitesse du vent. Pour la brique et le plâtre : *D* = 12,49, *E* = 4,065 et *F* = 0,028[17]. Le coefficient de transfert de chaleur par convection à l'intérieur h_i est déterminé par l'équation (15) :

$$h_i = 3.08 + 5.72\varepsilon_i \tag{15}$$

Dans cette étude, une émissivité ε_i de 0,90 est considérée pour la surface non réfléchissante. Le coefficient de transfert thermique convectif intérieur h_i est estimé à 8,22 $W/m^2.K$

T_{sa} représente la température de l'air solaire combinant les effets du rayonnement solaire et de la température extérieure, est calculé à l'aide de (16) : selon Yumrutas et al [18].

$$T_{sa}(t) = T_a(t) + \frac{a_s R_s(t)}{h_e} - \frac{\varepsilon\sigma(T_a^4 - T_{surr}^4)}{h_e} \tag{16}$$

L'équation (16) permet de calculer la température de l'air solaire T_{sa}, qui combine les effets du rayonnement solaire R_s et de la température ambiante T_a. Cette équation fait intervenir l'absorptivité solaire a_s, le coefficient de transfert de chaleur convectif-radiatif combiné h_e, l'émissivité ε, la constante de Stefan-Boltzmann σ et la température moyenne de surface T_{surr} [19]. Le dernier terme est généralement négligeable pour les parois verticales selon Kontoleon et al [20], en raison de la faible température effective du ciel.

Les données météorologiques utilisées proviennent de la base de données Meteonorm [21] pour les villes d'Ifrane, Fès et Marrakech (Maroc). Elles concernent les 2 jours les plus chauds et les 2 jours les plus froids de l'année. Ces données comprennent le rayonnement solaire R_s, la température T_a et la vitesse du vent pour une orientation sud.

La température de l'air solaire T_{sa} est d'abord calculée avec Matlab pour une surface extérieure standard ($a_s = 0{,}7$) selon [22]. Elle est ensuite déterminée pour la surface murale étudiée "Fig. 2".

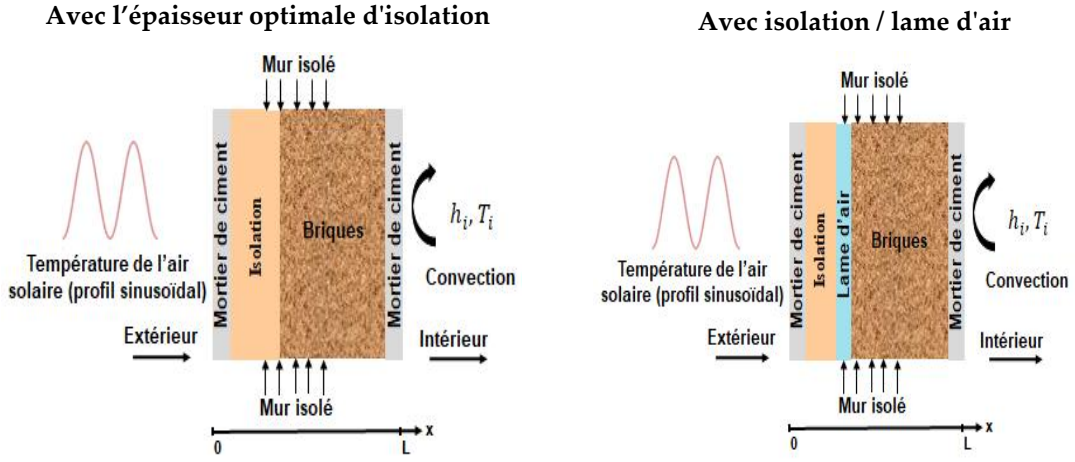


FIGURE 2. Les conditions aux limites

Les 4 jours les plus extrêmes (2 les plus chauds et 2 les plus froids) pour les trois villes, ont été choisis afin d'analyser la performance du mur avec l'aérosil et lame d'air. Les conditions limites de cette étude sont détaillées dans la "Fig. 2". La température de la surface extérieure est considérée comme égale à la température de l'air solaire. Celle-ci est assimilée à un signal sinusoïdal (17) et implémentée dans le code CFD via une fonction définie par l'utilisateur [23].

$$T_{sa-UDF}(t) = \frac{T_{\max} - T_{\min}}{2} \sin\left(\frac{2\pi t}{24} - \frac{\pi}{2}\right) + \left(\frac{T_{\max} + T_{\min}}{2}\right) \quad (17)$$

$T_{\max}$ et $T_{\min}$ représentent les températures maximales et minimales de l'air solaire. Un transfert de chaleur unidimensionnel est considéré de l'extérieur (à gauche) vers l'intérieur (à droite).

IV. RÉSULTATS ET DISCUSSION

A. Analyse des besoins en chauffage et en climatisation

En période hivernale, les configurations non isolées présentent des demandes annuelles d'énergie pour le chauffage d'environ 34,71 ; 46,55 ; 72,63 ; 106,62 ; 42,28 et 57,99 kWh/m^2 pour les murs étudiés "voir Fig.1" situés respectivement dans les villes d'Agadir, Tanger, Fès, Ifrane, Marrakech et Errachidia. Avec l'ajout de 2 cm d'isolation, ces valeurs diminuent à 16,63 ; 22,30 ; 34,80 ; 51,08 ; 20,26 et 27,78 kWh/m^2 ce qui représente une baisse significative de la demande énergétique.

Durant la saison estivale, les configurations non isolées présentent des consommations d'énergie respectives de 30,8 ; 24,73 ; 39,93 ; 28,99 ; 58,44 et 78,91 kWh/m^2 pour les mêmes zones

climatiques.Avec l'ajout de la même épaisseur d'isolant, ces valeurs sont réduites à 14,75 ; 11,85 ; 19,13 ; 13,89 ; 28,00 et 37,81 kWh / m^2 ce qui démontre une réduction significative de la demande énergétique.

.

Ces données mettent en évidence les demandes d'énergie pour le chauffage en hiver et la consommation d'énergie en été dans différentes zones climatiques du Maroc. L'intégration d'une isolation entraîne une diminution significative de ces chiffres, soulignant ainsi le rôle crucial de l'isolation dans la réduction de la consommation énergétique pour le chauffage hivernal et la climatisation estivale. Ces résultats peuvent avoir un impact considérable sur l'efficacité énergétique des bâtiments, permettant ainsi des économies substantielles en énergie. Il est important de noter que cette réduction de la consommation énergétique contribue également à réduire les coûts énergétiques et à atténuer l'empreinte carbone associée à la climatisation et au chauffage des bâtiments.

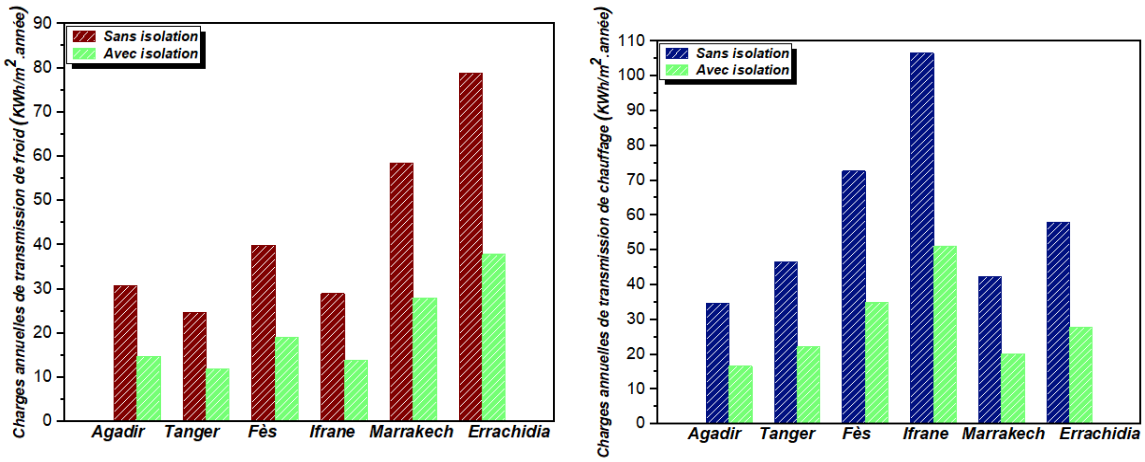


FIGURE 3. Charges de transmission

B. l'épaisseur optimale de l'isolation

L'épaisseur optimale de l'isolation (OIT) est déterminée sur la base des charges thermiques simulées pour les 6 zones climatiques marocaines. Ces charges thermiques servent de données d'entrée pour l'analyse du coût du cycle de vie (LCCA).

La figure 4 illustre l'évolution des coûts d'isolation, d'énergie et totaux en fonction de l'épaisseur de l'isolation. L'augmentation de l'épaisseur de l'isolation réduit les coûts énergétiques, mais entraîne une augmentation linéaire des coûts d'isolation.

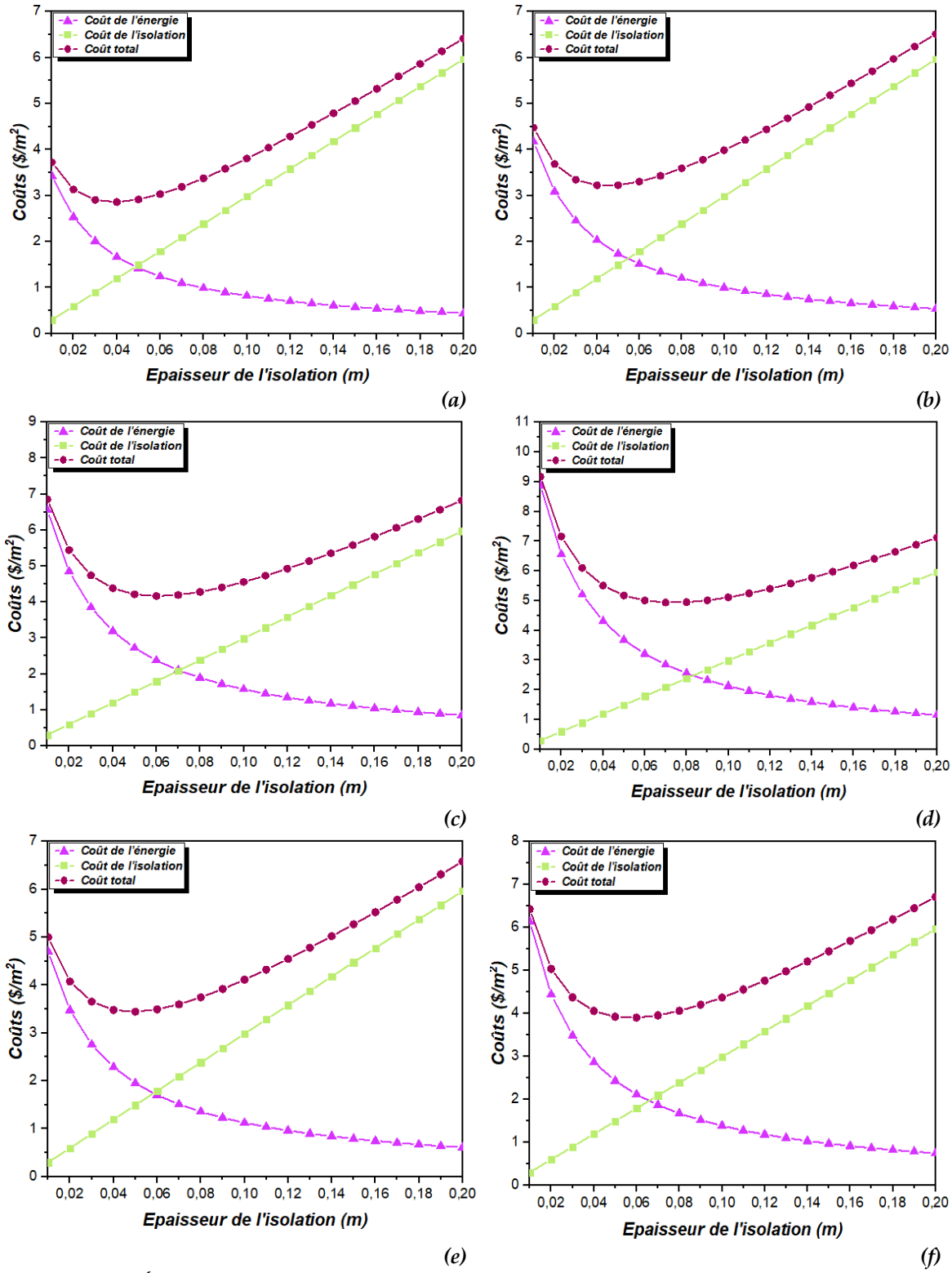


FIGURE 4. **Évolution des coûts d'isolation, d'énergie et totaux en fonction de l'épaisseur de l'isolant, pour les six zones climatiques marocaines : (a)-Agadir (b)-Tanger (c)-Fès (d)-Ifrane (e)-Marrakech (f)-Errachidia**

L'OIT représente le coût total minimum, qui englobe à la fois les coûts de l'énergie et de l'isolation. Les valeurs de l'OIT obtenues sont les suivantes 0,04 m (Agadir) ; 0,04 m (Tanger) ; 0,06 m (Fès) ; 0,07 m (Ifrane) ; 0,05 m (Marrakech) ; et 0,06 m (Errachidia).
Le texte décrit la détermination de l'épaisseur optimale d'isolation (OIT) en fonction des charges thermiques dans différentes zones climatiques au Maroc. La figure montre comment l'épaisseur de l'isolation affecte les coûts de l'énergie et de l'isolation. L'OIT est l'épaisseur qui permet d'obtenir le coût total le plus bas, en tenant compte des deux facteurs. Les valeurs de l'OIT varient d'une ville à l'autre, reflétant les conditions climatiques et les coûts énergétiques qui leur sont propres.

C. Résultats de simulation

Les matériaux de construction les plus courants au Maroc comprennent la brique, le béton et le mortier de ciment. En raison des conditions climatiques extérieures, de nombreuses structures sont confrontées à des situations thermiques inconfortables. L'objectif de cette étude est d'analyser l'efficacité isolante de l'aérosil et de déterminer l'épaisseur optimale nécessaire pour réduire les charges thermiques. Plusieurs recherches ont ainsi identifié l'épaisseur idéale d'isolation des murs extérieurs en prenant en compte l'orientation du mur, qui varie en fonction du climat. Comme l'a montré une étude menée par Ozel et ses coll. [24], l'utilisation de polystyrène extrudé dans le climat d'Elazığ en Turquie a révélé une épaisseur optimale de 5,5 cm pour les orientations Sud et Nord, et de 6 cm pour les orientations Est et Ouest. De même, une étude similaire menée par Daouas et ses coll. [5], dans le climat de Tunis, en Tunisie, a indiqué que l'épaisseur optimale d'isolation était de 10,1 cm pour les orientations Sud et Nord, et de 11,7 cm et 11,6 cm respectivement pour les orientations Est et Ouest.
Suite à la reconnaissance du besoin important en isolation, en particulier dans les régions d'Ifrane, Fès et Marrakech, nous proposons une solution innovante : l'ajout d'une lame d'air non ventilée de 2 cm pour réduire l'épaisseur de l'aérosil à 5 cm pour les murs à Ifrane, et à 4 cm et 3 cm pour ceux de Fès et Marrakech respectivement. Cette lame d'air constante permet également le passage du rayonnement solaire en hiver, offrant ainsi une isolation thermique supplémentaire.
Dans ce cas, la méthode du transfert de chaleur instantané est utilisée pour évaluer l'impact de cette solution visant à minimiser les fluctuations de température intérieure, influencées par le profil sinusoïdal de la température extérieure. Cela permet d'obtenir une stabilisation supplémentaire de la température à la surface intérieure, ce qui a un impact direct sur le confort thermique. Les configurations des murs comprennent respectivement 7 cm, 6 cm et 5 cm d'aérosil pour la première, et 5 cm, 4 cm et 3 cm d'aérosil avec une lame d'air de 2 cm pour la deuxième configuration. Ces configurations sont étudiées dans les trois villes mentionnées ci-dessus.La figure 5 présente les profils de température de la surface intérieure pour les deux configurations étudiées : l'une avec l'épaisseur optimale d'aérosil et l'autre avec une lame d'air et une épaisseur moindre d'isolant, dans les trois villes où une épaisseur importante d'aérosil est requise. La simulation met en évidence l'impact de l'ajout d'une lame d'air sur la température de la surface intérieure, montrant une diminution significative de la température à la fois en été et en hiver. Chacune de ces températures se situe autour des niveaux de confort thermique recommandés, soit 26°C pour l'été et 20°C pour l'hiver, ainsi qu'une stabilisation et une réduction des fluctuations de température, en particulier en été dans la zone climatique de Fès, et également en été et en hiver à Marrakech. Les avantages de cette solution de lame d'air par rapport à la configuration sans lame d'air se manifestent par une réduction de la quantité de matériau isolant nécessaire, ce qui entraîne une optimisation des coûts.

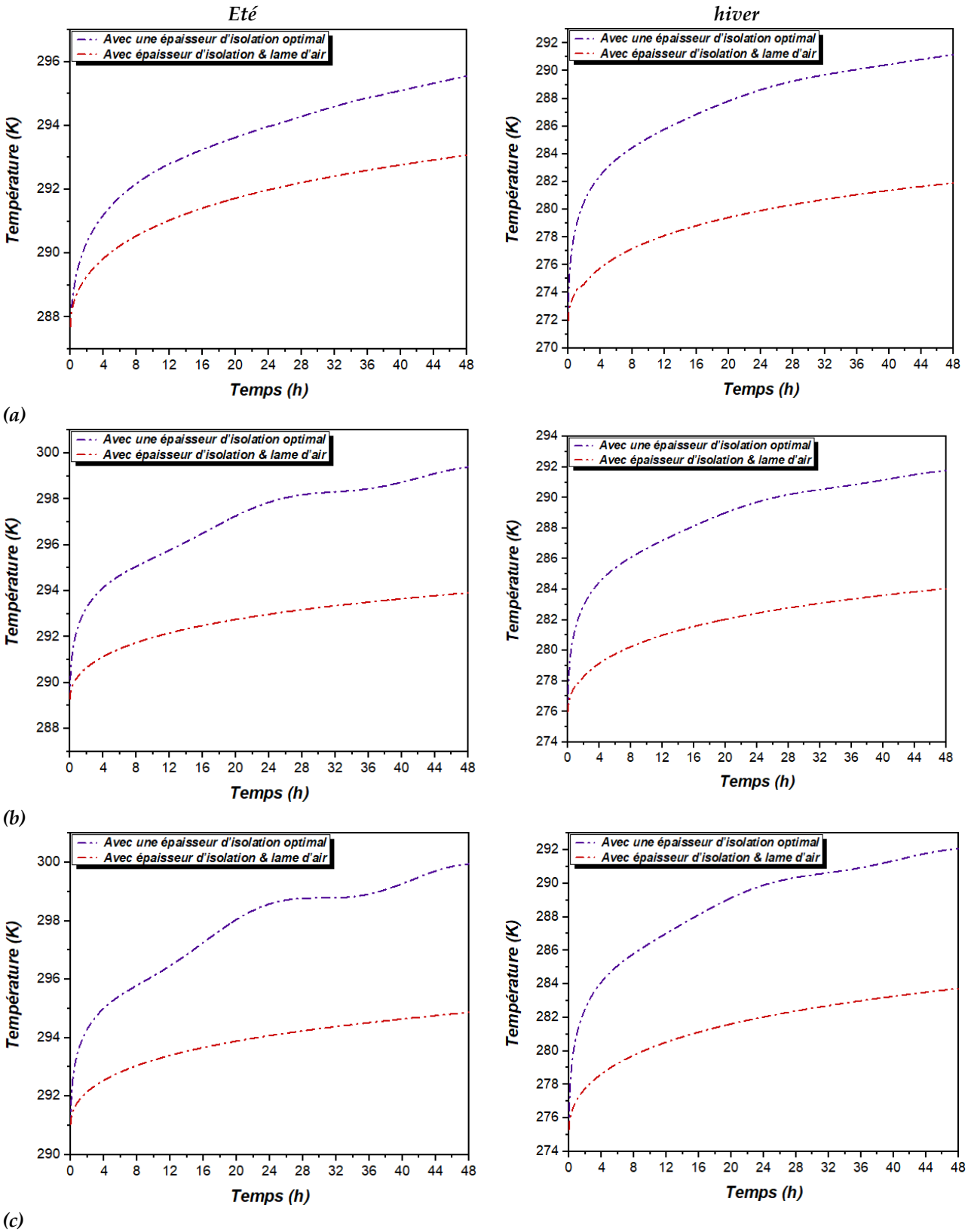


FIGURE 5. **Profil de température : (a)-Ifrane (b)-Fès (c)-Marrakech**

V. CONCLUSION

Cette étude s'est appuyée sur le concept du degré-jour et a mené une analyse approfondie du coût du cycle de vie afin d'évaluer à la fois la performance thermique et économique des matériaux d'isolation utilisés dans les murs des bâtiments à travers les différentes zones climatiques du Maroc. En parallèle, une simulation numérique dynamique a été réalisée, permettant d'affiner l'épaisseur optimale de l'isolation, et stabilisé la température de la surface intérieure.

La conclusion principale de cette recherche se résume en trois résultats majeurs. Tout d'abord, une réduction significative de la consommation énergétique a été observée dans la configuration utilisant l'aérosil, dans toutes les zones climatiques du Maroc, en particulier dans la zone climatique d'Ifrane. En été, la consommation est passée de 28,99 à 13,89 kWh/m^2 , et en hiver de 106,62 à 51,08 kWh/m^2 . Ensuite, un point important découle de la variabilité de l'épaisseur optimale de l'isolation (OIT) en fonction des charges de refroidissement et de chauffage. Par exemple, dans la région d'Ifrane où les demandes en refroidissement et chauffage sont élevées, l'OIT est de 7 cm. Toutefois, grâce à une solution ingénieuse intégrant une lame d'air, cette épaisseur a pu être réduite à 5 cm, 4 cm et 3 cm pour Ifrane, Fès et Marrakech respectivement. Cette adaptation a permis d'obtenir des économies d'énergie significatives et une stabilisation de la température intérieure.

Ces résultats mettent en lumière l'importance de stratégies d'isolation adaptées aux différentes zones climatiques et démontrent le potentiel des solutions innovantes telles que les lames d'air pour améliorer l'efficacité énergétique dans la conception des bâtiments. En conclusion, cette étude représente une ressource précieuse pour optimiser l'isolation des bâtiments et réduire la consommation d'énergie dans une variété de climats.

La méthode des degrés-jours peut conduire à une estimation peu précise des paramètres économiques. Afin d'obtenir des résultats plus précis, il est essentiel de déterminer les charges de transmission de chaleur à travers les murs du bâtiment dans des conditions thermiques dynamiques. Cela permettra une évaluation plus fidèle des coûts énergétiques et une meilleure optimisation des performances thermiques du bâtiment.

REFERENCES

[1] Buildings - Energy System , *IEA*. https://www.iea.org/energy-system/buildings

[2] A. De Gracia, A. Castell, & al. (2013) -- Numerical modelling of ventilated facades: A review, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 22, p. 539-549, http:// 10.1016/j.rser.2013.02.029

[3] W. Pasut, M. De Carli (2012) -- Evaluation of various CFD modelling strategies in predicting airflow and temperature in a naturally ventilated double skin façade, *Applied Thermal Engineering*, vol. 37, p. 267-274, http:// 10.1016/j.applthermaleng.2011.11.028

[4] O. Iken, S. ed-Dîn Fertahi, M. Dlimi, R. Agounoun, I. Kadiri, & K. Sbai, (2019) -- Thermal and energy performance investigation of a smart double skin facade integrating vanadium dioxide through CFD simulations, *Energy Conversion and Management*, vol. 195, p. 650-671, http://doi: 10.1016/j.enconman.2019.04.070.

[5] N. Daouas (2011) -- A study on optimum insulation thickness in walls and energy savings in Tunisian buildings based on analytical calculation of cooling and heating transmission

loads, *Applied Energy*, vol. 88, p. 156–164, http:// doi:10.1016/j.apenergy.2010.07.030

[6] M. Ozel (2013) -- Determination of optimum insulation thickness based on cooling transmission load for building walls in a hot climate, *Energy Conversion and Management*, vol. 66, p. 106–114, http://dx.doi.org/10.1016/j.enconman.2012.10.002

[7] S. Ouhaibi & al. (2021)-- Thermally insulating gypsum composites incorporating aerosil for sustainable energy-saving buildings. *Journal of Building Engineering*, vol. 43, pp. 102848. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102848

[8] J. Barbosa Brito & al. (2017) -- Photoluminescence of silica monoliths prepared from cold sintering of nanometric aerosil precursors under high pressure, *Journal of Luminescence*, vol. 187, p.154–159, http://dx.doi.org/10.1016/j.jlumin.2017.03.013

[9] Reglement thermique de construction au Maroc- https://www.amee.ma/sites/default/files/inline files/Reglement_thermique_de_construction_au_Maroc.pdf

[10] E. Küçüktopcu & B. Cemek,(2018) -- A study on environmental impact of insulation thickness of poultry building walls , *Energy*, vol. 150, p. 583-590.https://doi: 10.1016/j.energy.2018.02.153.

[11] A. Benallel, A. Tilioua, A. Mellaikhafi, & M. A. A. Hamdi, (2022) -- Thickness optimization of exterior wall insulation for different climatic regions in Morocco. *Materials Today: Proceedings*, vol. 58, p. 1541-1548.https://doi: 10.1016/j.matpr.2022.03.324.

[12] M. Fellah, S. Ouhaibi, N. Belouaggadia, K. Mansouri, & L. Zahiri,(2023) -- Numerical study of a new ecological material in moroccan climate: CFD approach. *3rd International Conference on Innovative Research in Applied Science, Engineering and Technology (IRASET*), p. 1-8. https://doi: 10.1109/IRASET57153.2023.10152929.

[13] M. Dlimi, O. Iken, R. Agounoun, A. Zoubir, I. Kadiri, & K. Sbai, (2019) -- Energy performance and thickness optimization of hemp wool insulation and air cavity layers integrated in Moroccan building walls'. *Sustainable Production and Consumption*, vol. 20, p. 273-288.https://doi: 10.1016/j.spc.2019.07.008.

[14] ONEE, National Office of Electricity and Drinking Water, -- Site web officiel de l'ONEE - Branche Electricité. http://www.one.org.ma/.

[15] A. Gounni & al., (2019) -- Thermal and economic evaluation of new insulation materials for building envelope based on textile waste, *Applied Thermal Engineering*, vol. 149, p. 475-483, http://doi: 10.1016/j.applthermaleng.2018.12.057.

[16] A. Bolattürk, (2006) -- Determination of optimum insulation thickness for building walls with respect to various fuels and climate zones in Turkey, *Applied Thermal Engineering*, vol. 26, no 11-12, p. 1301-1309. http://doi: 10.1016/j.applthermaleng.2005.10.019.

[17] M. Mirsadeghi, D. Cóstola, B. Blocken, & J. L. M. Hensen, (2013) -- Review of external convective heat transfer coefficient models in building energy simulation programs: Implementation and uncertainty, *Applied Thermal Engineering*, vol. 56, no 1-2, p. 134-151, http://doi: 10.1016/j.applthermaleng.2013.03.003.

[18] R. Yumrutaş, Ö. Kaşka, & E. Yıldırım, (2007) -- Estimation of total equivalent temperature difference values for multilayer walls and flat roofs by using periodic solution, *Building and Environment*, vol. 42, no 5, p. 1878-1885, http://doi: 10.1016/j.buildenv.2006.02.020.

[19] Mohammed J. & Al-Khawaja, (2004) -- Determination and selecting the optimum thickness of insulation for buildings in hot countries by accounting for solar radiation, *Applied Thermal Engineering*, p. 10, https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2004.03.019.

[20] K. J. Kontoleon & E. A. Eumorfopoulou, (2008) -- The influence of wall orientation and exterior surface solar absorptivity on time lag and decrement factor in the Greek region, *Renewable Energy*, p. 13, https://doi.org/10.1016/j.renene.2007.09.008.

[21] METEONORM V8.1.4 (2022) -- Software application available from Meteotest, Meteonorm. https://meteonorm.com/.

[22] J. A. Reagan & D. M. Acklam, (1979) -- Solar reflectivity of common building materials and its influence on the roof heat gain of typical southwestern U.S.A. residences, *Energy and Buildings*, vol. 2, no 3, p. 237-248, http://doi: 10.1016/0378-7788(79)90009-4.

[23] D. Risberg, M. Risberg, & L. Westerlund, (2016) -- CFD modelling of radiators in buildings with user-defined wall functions, *Applied Thermal Engineering*, vol. 94, p. 266-273, http://doi: 10.1016/j.applthermaleng.2015.10.134.

[24] M. Ozel, (2011)-- Effect of wall orientation on the optimum insulation thickness by using a dynamic method, *Applied Energy*, vol.88, p. 2429–2435, http:// doi:10.1016/j.apenergy.2011.01.049

Éco-construction en blocs de terre comprimée (BTC) de Djibouti.

F. FARAH OMAR[1], S. TAIBI[1], B. DUCHEMIN[1], S. AZZAYE[1].

1 Université Le Havre Normandie, faiza.farah-omar@etu.univ-lehavre.fr, said.taibi@univ-lehavre.fr, benoit.duchemin@univ-lehavre.fr, sanae.azzaye@univ-lehavre.fr.

RESUME : L'article présente une étude sur la valorisation d'un sol rouge de la région de Djibouti, en vue de la fabrication de blocs de terre comprimés (BTC). L'étude expérimentale traite aussi bien de la caractérisation physico-chimique du matériau, que de l'analyse du comportement hydro-mécanique. À partir de la caractérisation géotechnique (granulométrie, limite d'Atterberg), et selon la norme NF EN ISO 17892-4 et la classification LPC-USCS, ce sol rouge a été classé comme limon très plastique. Une analyse minéralogique a également été conduite par diffraction des rayons X et fluorescence X, révélant notamment une part importante de gypse. En accord avec les recommandations de CRaTerre, le matériau a été compacté à une densité sèche de 1,9 g/cm³ et une teneur en eau de 15%. Les propriétés mécaniques du sol compacté ont été évaluées par des essais de compression simple (UCS), révélant une résistance moyenne d'environ 3 MPa. Par ailleurs, des essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes compactées dans des conditions saturées et non saturées afin de déterminer le critère de rupture de Mohr-Coulomb du matériau, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. La diminution du degré de saturation (le taux d'humidité) du matériau s'est traduite par une augmentation de la cohésion.

Mots-clefs : Sol non-saturé, succion, BTC, géo-matériau, éco-construction

Modalité de présentation : Présentation orale

I. INTRODUCTION

Pour une construction durable, l'utilisation de matériaux à faible impact environnemental et empreinte carbone est essentielle. Dans ce cadre, l'utilisation de la terre crue permet d'ériger des bâtiments en utilisant moins de liants hydrauliques, tel le ciment, qui sont de gros émetteurs de gaz à effet de serre. La terre crue, l'un des plus anciens matériaux de construction utilisé par l'homme, est un matériau naturel, disponible dans de nombreux endroits, et possédant souvent des propriétés hydro-mécaniques et hygro-thermiques remarquables.

L'objectif de cette étude est d'élaborer des matériaux de construction à base de terre crue localisée dans la région tropicale de Djibouti. Dans ce cadre, des échantillons de sol rouge ont été prélevés dans la zone industrielle appelée PK20, située dans la région de Djibouti. Ces sols abondamment présents dans la région, présentent des similitudes avec les matériaux latéritiques que l'on trouve dans les régions tropicales d'Afrique de l'Ouest. Le climat de Djibouti est semi-aride à aride, partageant des similitudes avec la ceinture sahélienne, est marqué par une saison des pluies

courte et des conditions sèches le reste de l'année (A. Kireyev et al., 2018 ; A. Dia et al., 2010 ; L. Descroix, 2021). Ces conditions climatiques et géographiques confèrent aux sols rouges de Djibouti des caractéristiques propres aux sols ferrugineux adaptés aux climats chauds, spécifiquement des sols ferrugineux tropicaux de la zone soudanaise (Fontaine, 2000). La fraction argileuse de ces sols comprend de l'illite, de la montmorillonite et de la kaolinite, résultant de processus d'altération intense et de différentes conditions de drainage et de pH du sol. Ces minéraux argileux sont souvent associés à des minéraux relictuels, suggérant un processus distinct de la latéritisation (Fontaine, 2000). En réalité l'argile rouge de Djibouti n'est pas un sol latéritique pur mais plutôt une argile relativement plastique contenant une forte proportion de matériau gypso-calcaire comme on le détaillera plus tard.

En effet, la latérite et les sols rouges présentent certaines similitudes, notamment leur couleur rougeâtre, leur formation dans des climats tropicaux et subtropicaux où des conditions de chaleur et d'humidité favorisent la concentration de fer et d'autres minéraux dans le sol. De plus, les deux types de sols résultent d'un processus d'altération chimique des minéraux primaires dans la roche mère, où le fer est libéré et oxydé, contribuant ainsi à la couleur rouge caractéristique.

De nombreux travaux ont été réalisés sur la fabrication de blocs de terre comprimée (BTC) à base de latérite, avec l'ajout d'autres additifs pour la stabilisation du matériau. Certains chercheurs ont utilisé la chaux et la calcination de l'argile pour créer un liant argilo-calcaire (Ndigui Bilong et al., 2009). D'autres ont exploré l'utilisation d'un liant à base de latérite calcinée et d'acide phosphorique comme agent de stabilisation pour les briques en terre comprimée (BTC) (Sekou Bedian et al., 2018). Certains ont opté pour l'utilisation de la lignine extraite de deux types de sciure de bois résineux et feuillus, ainsi que du ciment Portland, pour la stabilisation du BTC (OA. Fadalé et al. 2018). Une autre approche a consisté à calciner la latérite à 600°C, en ajoutant de la méta-halloysite et une solution alcaline (Cyriaque Rodrigue Kazé et al., 2020). Les auteurs Nurul Ain Ibrahim et al. (2020) ont mené une étude sur la caractérisation des sols latéritiques en vue de la fabrication de briques en terre comprimée stabilisée au ciment. Les travaux de Ayobami Adebola Busari et al. (2022) ont examiné la stabilisation du sol latéritique avec l'utilisation de la chaux et du mucilage de cladode d'Opuntia ficus-indica (MOFIC).

Cet article se focalise sur la caractérisation hydro-mécanique du sol rouge de Djibouti dans le but d'envisager de l'utiliser comme matière première crue pour l'élaboration de Briques de Terre Compressée (BTC), peu énergivores en termes d'énergie grise et bas carbone.

II. MATERIELS ET METHODES

La caractérisation hydro-mécanique du sol rouge de Djibouti a nécessité d'abord des essais d'identification, basés d'une part, sur la granulométrie (tamisage et sédimentomètrie) selon la norme NF P 17892-4, et la plasticité, à l'aide de mesures des limites d'Atterberg selon NF P 94-512-12. Une étude minéralogique a été conduite par diffraction des rayons X sur les poudres du matériau initial, sur celles du matériau compacté (après chauffage et réhydratation), et d'autre part sur des lames orientées pour caractériser la fraction argileuse. Ces lames ont été mesurées à l'état sec, après gonflement à l'éthylène glycol ou après chauffage à 400°C et 550°C. Les essais de comportement mécanique ont été réalisés sur des éprouvettes de sol compactés de dimensions 50

mm * 100 mm. Selon les recommandations CRATERRE (CRAterre, 2022) pour justifier la confection des BTC, la densité sèche et la teneur en eau correspondante sont respectivement de 1,9 g/cm³ et 15 %. Dans le but d'obtenir des éprouvettes compactées parfaitement homogènes, un moule à double piston (Figure 1) a été utilisé. Pour les essais mécaniques, il s'agit d'essais de compression simple à teneur en eau constante (15%), et des essais triaxiaux réalisés sur des éprouvettes compactés. Deux séries d'essais triaxiaux ont été réalisées, chacune présentant des conditions différentes :

La première série concerne les éprouvettes de sol dans les conditions de compactage (densité sèche 1,9 g/cm³ et teneur en eau 15 %) et la seconde série concerne le sol compacté puis saturé dans la cellule triaxiale. Pour chacune des séries, trois contraintes de confinement ont été appliquées (200, 400 et 600).

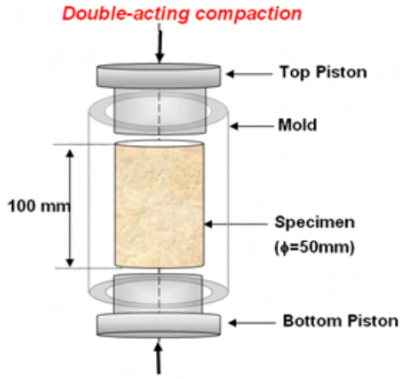


FIGURE 1. Principe de double compactage statique d'échantillon (B. Serbah, 2018).

III. RESULTATS

A. Propriétés physiques

La caractérisation granulométrique et la plasticité du matériau ont permis de classer le sol comme un limon très plastique (Lt (MH)) selon la classification LPC-UCSC. Avec un pourcentage en carbonate de calcium (CaCO3) de l'ordre de 27%, il s'agit d'un matériau peu à moyennement calcaire (NF P 94-048). Le tableau ci-dessous regroupe les propriétés du matériau.

TABLEAU 1. Propriétés du matériau

Propriétés physique	Résultats
Granulométrie	Argiles de 56% Limon 24% Sables 14%
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité (w_L) d'environ 67% Limite de plasticité (w_P)de 44% Indice de plasticité (I_P) de 23
Teneur en CaCO3	27%
Propriétés de compactage	w_{op}=15%
	γd_{max}=1,9g/cm³

B. Composition minéralogique (DRX)

La diffraction des rayons X sur poudre a démontré que ce sol était naturellement riche en quartz, calcite, gypse, et probablement en dolomite et en albite (Figure 2). Une fraction argileuse importante matérialisée par une série de pics aux angles $2\theta < 15°$ est également caractéristique de la présence de minéraux argileux. Celle-ci a fait l'objet d'une série de mesures sur lames orientées (Figure 3). Elle a révélé la présence des minéraux argileux à savoir l'illite, la kaolinite, le chlorite, et la vermiculite. Le traitement à l'éthylène glycol permet d'affirmer si la fraction argileuse contient des minéraux argileux gonflants tel que la smectite (Mkaouar,2021). La Figure 4 montre qu'aucune des fractions argileuses ne voit sa raie caractéristique (001) affectée par ce traitement ; l'écartement des espaces interfoliaires de ces aluminosilicates n'ayant pas lieu, le sol ne contient pas d'argiles gonflantes. Suite au traitement thermique à 550°C, la Figure 4 révèle l'élimination de la kaolinite à la position du pic 7,11 Å, mais reste sans effet sur la chlorite et l'illite qui ne se déshydroxylent qu'au-delà de 700°C. La déhydroxylation de la kaolinite se produit en revanche à partir d'une température minimale de 490°C, ce qui explique ces résultats. (Thiry et al.2013). Ces résultats confirment donc bien la présence l'illite, la kaolinite, le chlorite, et la vermiculite.

Par ailleurs, les diffractogrammes mettent en évidence une raie d'intensité importante relative au gypse observé à la position angulaire 2θ =13 ,43° (d= 7,65 Å). Le matériau comprenait macroscopiquement une phase plus claire de taille millimétrique ; cette phase a été isolée et la diffraction sur cette phase a démontré qu'il s'agissait de gypse. Dans les conditions de séchage appliquées dans cette étude, la conversion de gypse en basanite a eu lieu, ainsi que la reconversion vers du gypse après réhydratation (Beaugnon,2020 ; Gaudrel et al., 2019). Quant aux séchages à 400°C (Figure 4), on observe bien que la raie du gypse à 7,65 Å est détruite. Ceci indique que le gypse a été calciné à cette température, comme attendu.

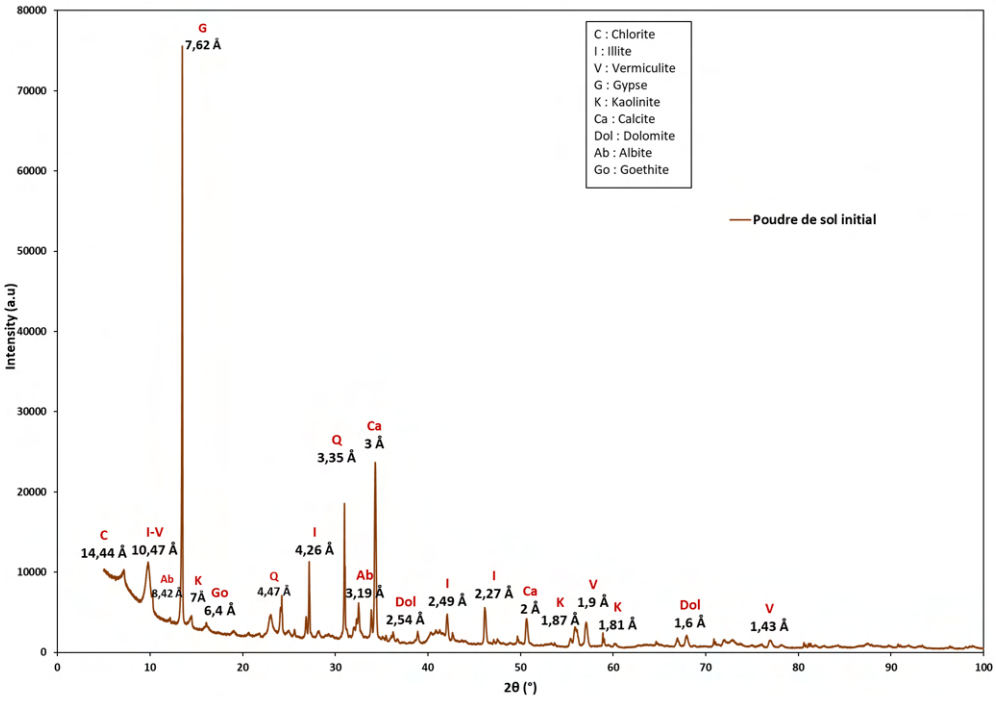


FIGURE 2. Diffractogramme de poudre du sol initial.

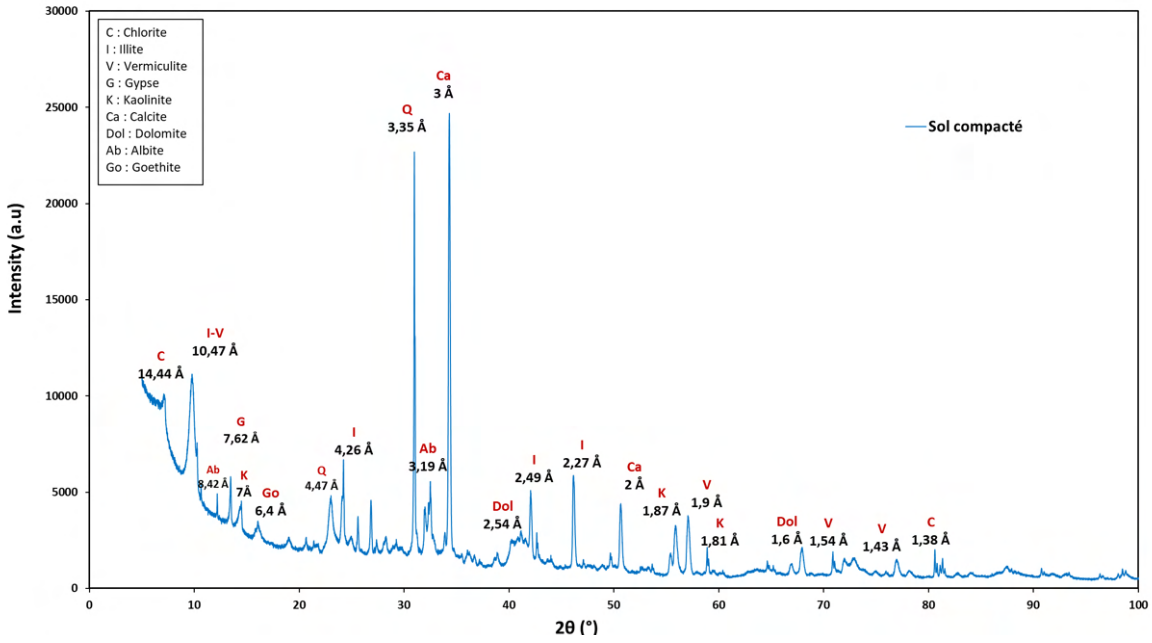


FIGURE 3. **Diffractogramme du sol compacté.**

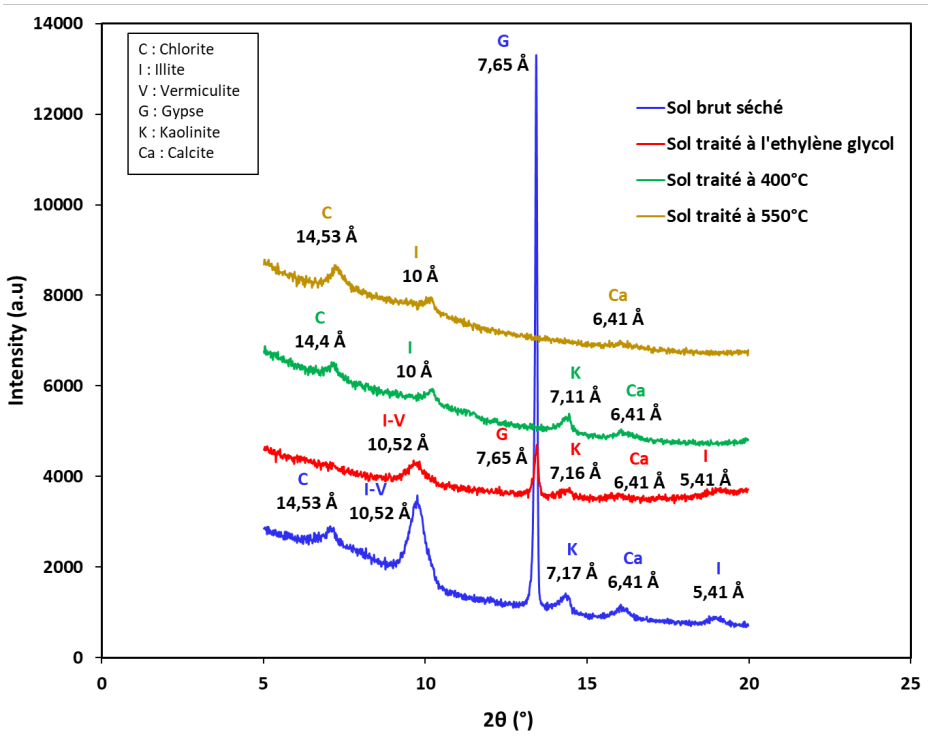


FIGURE 4. **Diffractogramme des lames orientées.**

B. Propriétés mécaniques

1. Essais compression simple (UCS)

Les résistances à la compression simple de notre matériau compacté à une teneur en eau et une densité sèche cibles, respectivement de 15 % de 1,9 g/cm³ ont été réalisés selon la norme NF EN ISO 17892-7. Les résultats sont représentés sur la Figure 5, où l'on observe le comportement d'un matériau résistant, rigide et fragile. Par ailleurs, afin de confirmer la reproductibilité de l'essai, trois échantillons ont été étudiés. Les résultats obtenus ont montré une valeur maximale moyenne de la résistance d'environ 3 MPa avec un écart type de 0,217.

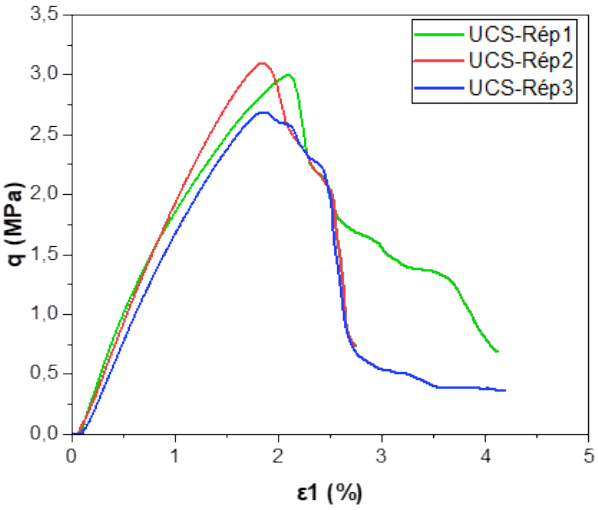


FIGURE 5. Résistance à la compression de Sol rouge.

2. Essais triaxiaux

Trois essais de cisaillement déviatorique ont été réalisés sur des échantillons non-saturées (à une teneur en eau w_{op} = 15 %) et consolidés à des contraintes effectives isotropes respectivement de 200, 400 et 600 kPa. Le chargement déviatoire a été réalisé en conditions non-drainées (CU). Les résultats sont représentés dans la Figure 6 et 7.

Par ailleurs, pour les essais saturés, en condition non-drainée (CU) sont représentés sur quatre plans (q ; ε1), (q ; p), (Δu ; ε1) et (q ; p') sur la Figure 8 et 9.

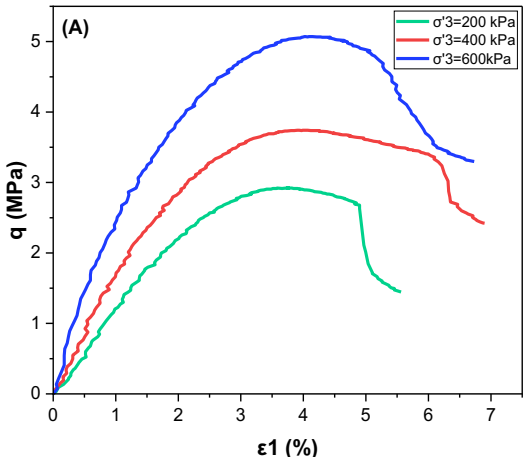


FIGURE 6. Chemins triaxiaux de Sol rouge consolidé non-saturé (w=15%)

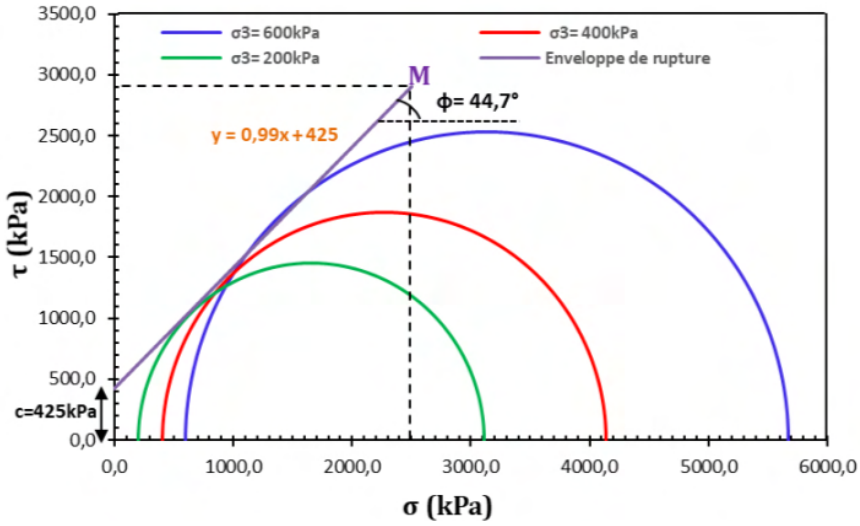


FIGURE 7. **Cercle de Mohr et enveloppe rupture de Sol rouge consolidé non-saturé (w=15%).**

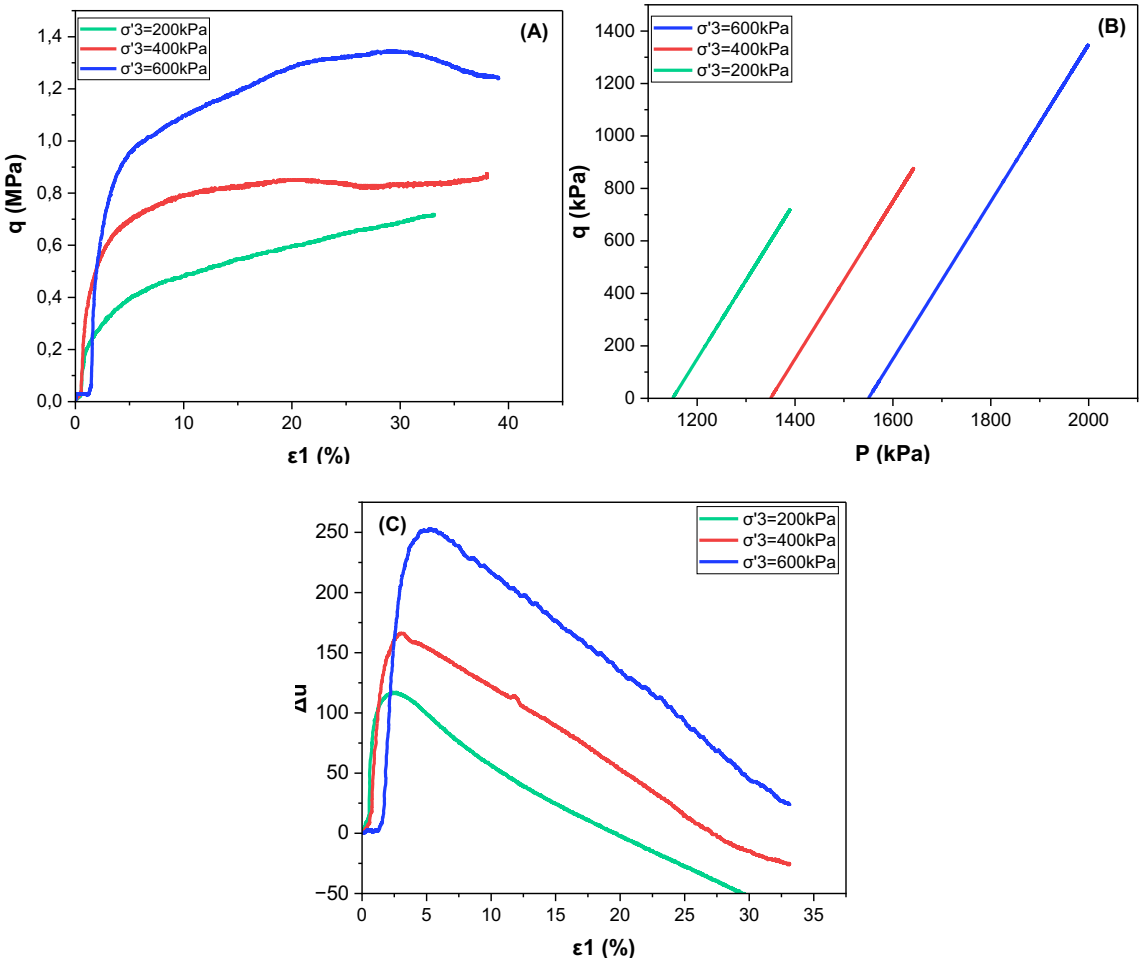


FIGURE 8. **Chemins triaxiaux de Sol rouge consolidé saturé**

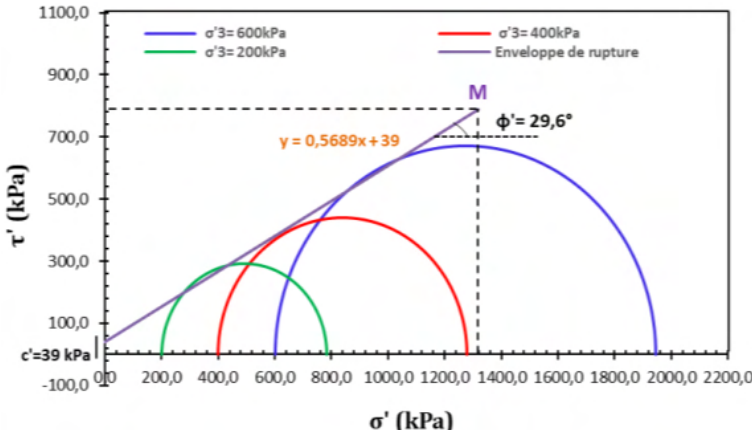


FIGURE 9. Cercle de Mohr et enveloppe rupture de Sol rouge consolidé saturé.

IV. DISCUSSIONS

La Figure 6 présente les chemins triaxiaux des éprouvettes non saturées représentées en contraintes totales. Dans le plan [ε1 ; q] (graphe A), on observe une augmentation du déviateur de contraintes qui atteint un pic, suivi d'une chute et d'un début de palier. Par ailleurs, la rigidité (pente de la courbe au voisinage de l'origine) augmente avec la contrainte de confinement. Le matériau présente un comportement plutôt ductile, comparé à son comportement en compression simple. Ceci est dû probablement à l'effet du confinement. La représentation du critère de rupture dans le plan de Mohr-Coulomb est représenté sur la Figure 7. La droite enveloppe met en évidence une cohésion apparente de l'ordre de 425 kPa et un angle de frottement apparent φ de 44,7°. Concernant le comportement du sol saturé correspondant (Figure 8), le graphe (A) présente la variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale. On voit que la résistance et la rigidité augmentent avec les contraintes de confinement. On remarque également, que la courbe de contrainte à 600 kPa et 400 kPa montre un maximum de résistance observé, en revanche, pour la courbe à une contrainte de 200 kPa, on constate une augmentation continuellement de la résistance, d'où l'absence de palier.

Pour le graphique C, on remarque dans un premier temps, au début de chargement une augmentation de la pression interstitielle, car comme l'essai est en condition non-drainé, la compression fait augmenter la pression interstitielle, mais dès qu'on atteint à une déformation d'environ 2%, on observe que la pression chute brutalement, alors que le chargement mécanique continue. Ceci est dû au fait que le matériau est compacté donc surconsolidé, il a tendance à se dilater quand on le charge, car tout matériau surconsolidé est généralement dilatant. Comme la dilatance est empêchée et ne peut pas se produire, parce que l'échantillon est à volume constant (essai non-drainé), la pression interstitielle diminue dans les pores. La diminution de la pression interstitielle signifie que la contrainte effective interne augmente, donc le matériau se rigidifie, il devient de plus en plus dur. C'est ce qui explique que la courbe à 200 kPa augmente de résistance continuellement. La courbe à 200 kPa correspond au matériau le plus surconsolidé parmi les trois contraintes. Dans la Figure 9, nous avons la représentation du critère de rupture de Mohr-coulomb des éprouvettes compactées puis saturé. L'enveloppe des cercles de Mohr limites permet de déduire une cohésion de l'ordre de 39 kPa et un angle de frottement de l'ordre de 27°. Ces

résultats ont été comparés à ceux de la littérature sur la latérite, montrant une quasi-similitude des paramètres de cisaillement (une cohésion c'de l'ordre de 39kPa et un angle de frottement φ' de 27°) dans les travaux de G. Mukoko Kalenda 2014.

Ainsi, on constate, que cet essai non-saturé présente une cohésion et un angle de frottement plus importants que l'essai saturé (c de l'ordre de 425kPa et φ de 44,7°), ceci est dû à l'effet de la succion qui améliore les propriétés du matériau en faisant apparaitre une cohésion capillaire de l'ordre de 386 kPa.

V. CONCLUSIONS

L'étude expérimentale présentée se concentre sur la caractérisation physique et mécanique du matériau local, les sols rouges de Djibouti. Cette étude vise dans un premier temps à déterminer les propriétés de ce matériau, puis par la suite, le comportement de ce matériau servira de référence pour l'élaboration du futur bloc de terre comprimée (BTC). Les résultats de l'identification du sol ont permis de classifier le matériau comme un limon très plastique. Par ailleurs, la résistance mécanique à la compression simple a mis en évidence la reproductibilité du matériau avec une résistance de l'ordre de 3 MPa. La résistance à la compression (Rc) du BTC est classée selon la norme XP P13 901 comme catégorie 3 (Rc 3). De plus, la résistance moyenne à la compression de 3 MPa obtenue est suffisante pour construire en BTC, car la valeur minimale est de l'ordre de 2 MPa selon XP P13 901. Ainsi, la détermination de la cohésion et de l'angle de frottement est essentielle pour évaluer la capacité du futur BTC à supporter des charges structurelles dans une construction en BTC. L'effet de la non-saturation a augmenté les propriétés mécaniques du matériau, à savoir la cohésion c de l'ordre de 425 kPa.

En perceptive du présent travail, des essais de la détermination de la succion de la terre seule, à travers les courbes de rétention, permettraient d'interpréter ces essais en contraintes effectives, et ainsi remonter à un critère de rupture unique prenant en compte l'effet de la non saturation.

REFERENCES

1. A. Kireyev. (2018). Macro-Fiscal Implications of Climate Change: The Case of Djibouti, IMF Work Paper No 18/233. doi: 10.5089/9781484380819.001.
2. A. Dia et al.. (2010) Le projet majeur africain de la Grande Muraille Verte. doi: 10.4000/books.irdeditions.2131.
3. L. Descroix. (2021). Sécheresse, désertification et reverdissement au sahel Convention des Nations Unies sur la lutte contre la désertification.
4. Fontaine Claude (2000), cristallochimie, minéralogie et origine des argiles, polycopié des cours de l'université de Poitiers
5. AFNOR. (2018). NF EN ISO 17892-4 Reconnaissance et essais géotechniques-Essais de laboratoire sur les sols-Partie 4 : Détermination de la distribution granulométrie des particules.
6. J. Magnan. (1997). Description, identification et classification des sols. Techniques de l'ingénieur 3(208), 1–21. https://doi-org.ezproxy.normandie-univ.fr/10.51257/a-v3-c208

7. N. Billong, U. C. Melo, F. Louvet, and D. Njopwouo. (2009). Properties of compressed lateritic soil stabilized with a burnt clay-lime binder: Effect of mixture components. Construction Building Material, 23(6), 2457–2460. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.09.017
8. S. Bodian, M. Faye, N. A. Sene, V. Sambou, O. Limam, and A. Thiam. (2018). Thermo-mechanical behavior of unfired bricks and fired bricks made from a mixture of clay soil and laterite. Journal of Building Engineering, 18(2018),172-179.https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.03.014
9. O. A. Fadele and O. Ata. (2018). Water absorption properties of sawdust lignin stabilised compressed laterite bricks. Case Studies in Construction Material, 9(2018), e00187. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.e00187
10. C. R. Kaze, P.Venyite, A.Nana, D.N.Juvenal, H.K.Tchakoute, H.Rahier, E.Kamseu, U.C. Melo. (2019). Meta-halloysite to improve compactness in iron-rich laterite-based alkali activated materials. Material Chemistry and Physics, 239(2020),122-268. https://doi.org/10.1016/j.matchemphys.2019.122268
11. N. A. Ibrahim, T. Magindran, M. I. Shahrin, and N. M. Yusof. (2020). Sustainable use of laterite soil as compressed cement stabilized earth block for low-cost housing construction. IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 849 012027. doi: 10.1088/1757-899X/849/1/012027.
12. AFNOR. (2018). NF EN ISO 17892-12- Reconnaissance et essais géotechniques- Essais de laboratoire sur les sols- Partie 12: Détermination des limites de liquidité et de plasticité.
13. CRATERRE. (2022). Règles professionnelles Bloc de terre comprimée (BTC) Mayotte. CRATerre. ISBN 979-10-96446-43-8.
14. S. Boumediene. (2018). Cartographie des sédiments de dragage des barrages de l'ouest Algérien : Une solution de valorisation en BTC. Thèse de doctorat l'université Aboubakr Belkadi-Tlemcen- Faculté de Technologie.
15. S. Mkaouar. (2021). Valorisation de quelques formations argileuses pour la production de Briques en Terres Crues et de matériaux Géopolymères. Thèse de doctorat de l'École Nationale d'Ingénieurs de Sfax.
16. F. Beaugnon. (2020). Calcination et de l'hydratation du gypse, Thèse de doctorat de l'université de Sorbonne.
17. D. Gaudrel, A. Phelipot-mardele, C. Lanos, and M. Glorennec. (2019). Revalorisation de gypse recyclé par calcination flash, 37(1), 135–138.
18. AFNOR. (2018). NF EN ISO 17892-7 Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 7 : essai de compression uniaxiale.
19. M. Thiry, N. Carrillo, C. Franke, and N. Martineau. (2013). Technique de préparation des minéraux argileux en vue de l'analyse par diffraction des Rayons X et introduction à l'interprétation des diagrammes. Rapport Tchnique N° RT131010MTHI, Centre de Géosciences, Ecole des de Paris, Fontainebleau, France, 34 p.
20. G. M. Kalenda. (2014). Comportement des sols latéritiques compactés dans les remblais et digues de retenue des rejets miniers du Katanga (RDC), Thèse de doctorat de l'université Catholique de Louvain.

Valorisation du Marc de café avec des déchets de terre cuite pour des applications géotechniques.

Amira MANSOUR KHODJA[1,2], Javad ESLAMI[2], Prosper PLIYA[2], Souhila REHAB BEKKOUCHE[1]
[1] *Laboratoire des Matériaux, Géotechnique, Habitat et Urbanisme (LMGHU), Université 20 Août 1955 Skikda, Algérie,*
[2]*CY Cergy Paris Université, Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC), 5 Mail Gay Lussac, Neuville-Sur-Oise, F-95000 Cergy-Pontoise Cedex, France,*

RESUME

Pour atténuer l'impact environnemental significatif de l'industrie de la construction, des approches durables dans le génie civil cherchent à promouvoir l'utilisation efficace des ressources, le recyclage des matériaux et la réduction de la consommation d'énergie. Ce travail présente une approche qui vise à valoriser le marc du café (MC), un déchet hautement organique et les déchets de brique de terre cuite (DTC) dans les applications géotechniques. Le marc de café est utilisé comptes tenus de ses propriétés physiques avoisinantes à celles d'un sable naturel et, les déchets de briques sont utilisés comme source d'aluminosilicates pouvant former dans des conditions optimales des gels CASH (calcium alumina silicate hydrate) et NASH (sodium alumina silicate hydrate) dans un milieu alcalin. Différentes compositions sont formulées avec des proportions massiques de : 90MC:10DTC, 80MC:20DTC, 70MC:30DTC et 60MC:40DTC.
La solution activatrice utilisée est composée de 90% (proportion volumique) de silicate de sodium (SS) et 10% d'hydroxyde de sodium (HS). La concentration molaire varie de 2M à 8M avec un pas de 2M. Les analyses par diffraction aux rayons X (DRX), de Californian Bearing Ratio (CBR) et la résistance à la compression (RC) sont effectuées sur les différents échantillons avec l'étude de l'effet des rapports molaire SiO_2/Al_2O_3, SiO_2/Na_2O, Al_2O_3/Na_2O et H_2O/Na_2O sur la résistance à la compression (RC). Les résultats ont montré que les rapports SiO_2/Al_2O_3= 12.14 et SiO_2/Na_2O=1.79 avec Al_2O_3/Na_2O = 0.15 et H_2O/Na_2O = 8.63 relatifs à la composition de 80MC:20DTC de concentration 8M garantissent des performances répondant aux exigences minimales pour une valorisation dans une couche autoroutière.
Mots-clefs : Marc du café, Brique de terre cuite, Alcali-activation, Géotechnique.

Modalité de présentation Orale

I. INTRODUCTION

La transition écologique en génie civil vise à promouvoir des pratiques et des technologies qui réduisent l'impact environnemental des infrastructures. Le recyclage de certains déchets s'avère indispensable pour atteindre ces objectifs.
Dans le domaine géotechnique, la stabilisation des sols consiste à améliorer leurs performances en incorporant de la chaux, du ciment, ou d'un liant hydraulique routier LHR. Cette démarche revêt une importance cruciale pour garantir la réalisation d'une assise de terrain à la fois portante, stable, et de qualité. Cependant la production de ces liants est caractérisée par leur forte émission en CO_2.
Selon l'agence internationale de l'énergie AIE, chaque tonne de ciment fabriquée produisait 9,5% de CO_2 de plus en 2020 qu'en 2015 à cause de la piètre performance des cimenteries chinoises : En 2016, la production mondiale de ciment s'est élevée à 4,2 milliards de tonnes, dont 57 % proviennent de la production en Chine [1].
Le forum économique mondial (FEM) estime que la demande de ciment augmentera de 45 % d'ici 2050, des mesures urgentes sont indispensables. L'utilisation des éco-matériaux est donc nécessaire.

Les éco matériaux utilisés dans cette étude sont le marc de café (MC) et ceux issus de la briqueterie de terre cuite (DTC). Le MC est un déchet organique dont les propriétés physiques avoisinent celles du sable. Durant la période 2022/2023, la consommation mondiale de café s'élevait à plus de 10 millions de tonnes selon Statista Research Department d'où l'intérêt de son utilisation pour répondre à la demande importante du marché de construction.
Le DTC est un déchet inerte riche en aluminosilicate, issu de la déconstruction et de la démolition aussi généré en grandes quantité durant son processus de fabrication après cuisson. Une étude réalisée a estimé plus de 838074 tonnes/an de déchets de terre cuite générée par une seule briqueterie en Algérie [2].
Plusieurs études sur la géopolymérisation du MC ayant pour objectif l'emploi de cet éco matériau stabilisé comme remblai structurel dans une couche de chaussée (figure 1) ont montré que la résistance à la compression du MC augmente par l'activation alcaline des mélanges incorporant plusieurs agents aluminosilicates citant comme exemples :

- Une formulation de 70% MC avec 15% de cendres volantes et 15% de laitier d'acier où la résistance à la compression à 7 jours à 50°C a atteint la valeur de 1241KPapour une concentration de 8M d'une solution activatrice de 90%SS et 10% HS [4].
- Une formulation de 70% MC en combinaison avec 20% de cendres de balle de riz et 10% de laitier d'acier a atteint une résistance de 400 KPa à 7 jours à 50°C pour une solution activatrice de concentration 8 M de HS [5].
- Une formulation de 20% MC avec 50% déchets de verre et 30% de laitier d'acier avec une solution activatrice composée de 70% SS :30% HS pour une concentration de 8M a pu atteindre une résistance à la compression de 11 MPa à 50°C [6].

L'objectif principal de la présente étude est de formuler un géopolymère vert à 35°C dérivé d'une combinaison de déchets de boisson (MC) et de déchets de la terre cuite (DTC) pour des applications géotechniques répondant aux exigences minimales de résistance pour une couche autoroutière dans divers pays.
Cette étude vise également à résoudre les problèmes actuels de gestion des déchets de MC et de DTC en détournant une grande quantité de ces déchets des décharges vers les chantiers de construction.

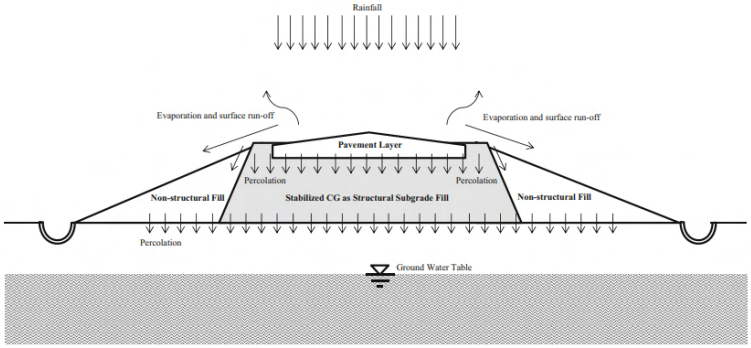


FIGURE 1. **Coupe transversale de la chaussée montrant l'utilisation du marc du café stabilisé [3].**

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux

Le marc de café (MC) a été collecté dans une cafétéria à HUSSEIN DEY en Algérie, Compte tenu du taux d'humidité très élevé dépassant 85% de son poids, le MC a été séché dans une étuve à 50°C pendant 5 jours pour éviter toute perte de masse de la matière organique. Les matériaux séchés sont ensuite tamisés au tamis de 2 mm dans le but d'éliminer toutes les coagulations formées.

Les déchets de briques sont obtenus dans une briqueterie à BABA ALI en Algérie. Les briques sont concassées et broyées dans un broyeur à boulet pendant 20 minutes puis passées à l'étuve à 100°C pendant 24h (figure 2).

Différents mélanges de MC et DTC en proportions massiques sont réalisés : 90MC:10DTC, 80MC:20DTC, 70MC:30DTC, 60MC:40DTC.



FIGURE 2. **Procédé de préparation des matériaux MC et DTC.**

La solution activatrice utilisée est préparée en quatre concentrations 2M, 4M, 6M et 8M de 90% silicate de sodium Na_2SiO_3 (SS) et 10% de l'hydroxyde de sodium NaOH (HS) en proportion volumique, ce mélange de composés chimiques s'avère optimal pour l'alcali activation [7].
La solution HS est préparée en perles HS avec une pureté de 99% dissoutes en eau distillée avec un pH de 7. La solution SS composée de 28.7 % de dioxyde de silice SiO2et 28,8 % de dioxyde de sodium (Na_2O) le rapport $SiO_2/Na_2O = 1$). La solution activatrice est préparée avant 24h de son utilisation et laissée dans une température ambiante de (23 ± 2 °C) à cause de la réaction exothermique de HS.

B. Méthodes

La distribution granulométrique de MC et DTC a été mesurée par l'analyseur granulométrique à diffraction laser HORIBA LA-950V2 en mode humide en utilisant de l'eau distillée comme milieu dispersant.

La densité réelle est déterminée par le pycnomètre à Hélium Micromeritics AccuPyc II.

Les analyses de diffraction des rayons X ont été réalisées par un appareil Brucker D2 phaser, équipé d'une anode en cobalt (CoKα =1.54178 Å) et d'un monochromateur arrière en graphite. La gamme d'analyse est comprise entre 10° et 65° (2θ). Le temps d'acquisition est de 0,5 s avec un pas de 0,01° (2θ). Les observations MEB ont été réalisées à l'aide d'un microscope électronique à balayage de haute résolution (MEB) JSM-7610FPlus.

L'analyse FRX : La composition chimique de MC et DTC a été déterminée par l'analyseur FRX S2 Puma Bruker.

L'analyse BET : La surface spécifique des grains de MC et DTC a été déterminée à 25°c en utilisant CO_2 par Micromeritics ASAP 2420.

Le Ph des matériaux a été déterminé suivant la norme ISO 10390-2006(F).

La détermination de la densité sèche maximale et teneur en solution activatrice des formulations a été réalisé par le Proctor modifié suivant la norme NF P 94-093.

La détermination de l'indice de portance CBR sans immersion a été réalisée suivant la norme NF P 94-078. Les mélanges ont été compactés suivant les paramètres de Proctor modifié et laissés dans une salle à des températures variant entre30°C à 35C pendant 7 jours avant de procéder au poinçonnement avec une vitesse de 1.27mm/minute.

La détermination de la résistance à la compression uniaxiale (RC) a été réalisé suivant la norme NF EN 196-1 sur 3 éprouvettes cylindriques (50mm *100mm) avec une vitesse de chargement de 0.1KN/s. Les éprouvettes sont confectionnées suivant les paramètres de Proctor modifié ensuite elles sont couvertes par un film transparent pour éviter toute évaporation d'eau et passées à l'étuve à 35°c pour une période de cure de 7 jours.

III. RESULTATS ET INTERPRETATION

A. Analyse microscopique

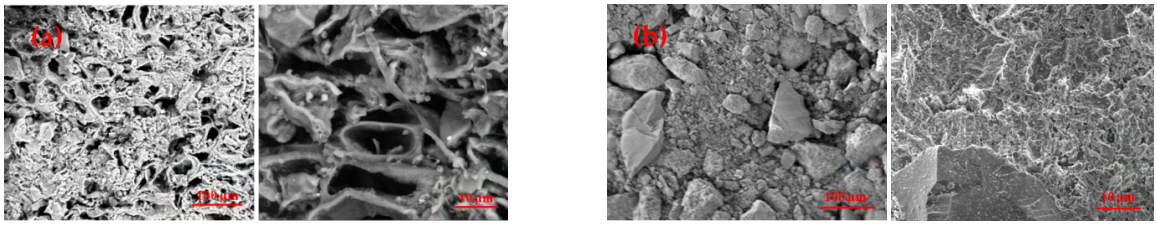


FIGURE 3. **Images MEB de MC (a) et DTC (b).**

La figure 3 montre la morphologie des deux matériaux obtenus en utilisant l'imagerie au microscope électronique à balayage (MEB). Les images montrent que les particules MC (figure 3.a) ont de nombreux vides intra-particulaires, présentant une porosité importante. La figure 3.b montre que les particules de DTC ont une structure dense.

B. Analyse DRX

La figure 4 montre les spectres obtenus par l'analyse DRX des deux matériaux. Pour le MC (Figure 4.a) les pics de spectre DRX étaient répartis dans la plage de l'angle de diffraction 2θ de 15 à 23°, les travaux réalisés dans la littérature montrent que ce pic correspond à la cellulose [8].Pour DTC (figure 4.b) les minéraux retrouvés sont le quartz (SiO_2), l'hématite (Fe_2O_3) et l'albite ($NaAlSi_3O_8$).

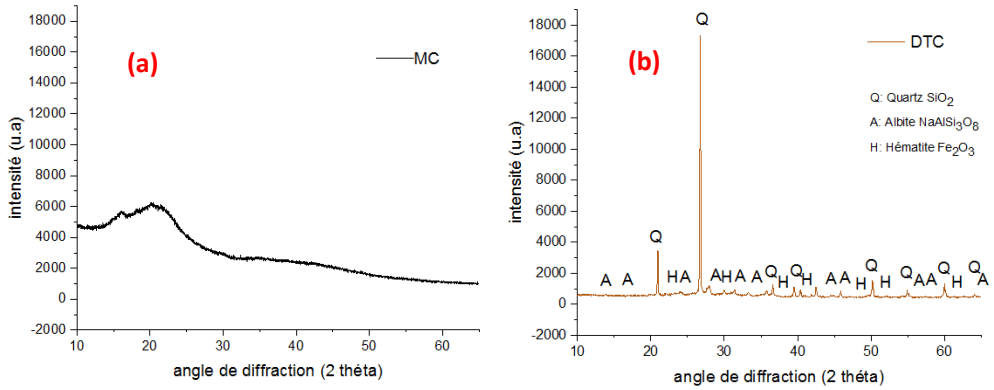


FIGURE 4. **Spectres DRX de MC (a) et DTC (b).**

Les différentes propriétés physiques et chimiques de MC et DTC sont présentées dans le tableau 1. Les résultats de la fluorescence aux rayons X de DTC montrent que la composition chimique reprend en grande majorité des silicates et des aluminates ainsi que des éléments secondaires comme CaO, Fe_2O_3 classant ainsi la fine de terre cuite comme un matériau pouzzolanique suivant la norme ASTM C618-05. Dans le cas de MC, le CaO est le composant prédominant. Le MC présente une densité réelle de 1.33g/cm³, qualifié ainsi comme un matériau léger. Quant au DTC, la densité réelle est de l'ordre de 2.72g/cm³.

TABLEAU 1. Propriétés physiques et composition chimiques de MC et DTC.

Propriétés physiques et chimiques	**MC**	**DTC**
S BET (m²/g)	16.73	3.89
Densité réelle (g/cm³)	1.33	2.72
Densité sèche maximale	0.44	-
D10 *(µm)*	9.29	5.23
D50 *(µm)*	13.23	19.51
D90 *(µm)*	416.75	80.43
Ph	6.14	11.26
Composition chimiques (%)		
Eléments majeures		
SiO_2	-	57.7
Al_2O_3	-	16.26
Fe_2O_3	5.12	8.22
CaO	34.51	12.66
K_2O	38.63	3.51
SO_3	11.75	0.41

C. *Proctor modifié*

La figure 5 présente la variation de la teneur en eau optimale (a) et la densité sèche maximale (b) en fonction de la quantité de DTC dans les quatre mélanges étudiés.

Sur la figure 5-a, on note une baisse en teneur en eau avec l'augmentation du DTC pour toutes les concentrations de la solution activatrice. Cela peut être expliqué par une capacité d'absorption d'eau plus faible de DTC par rapport à MC qui est un matériau très poreux comme illustré par les images MEB (figure 3-a).

La figure 5-a montre aussi que plus la concentration de la solution alcaline augmente la teneur en solution optimale Proctor diminue pour un mélange donné. Ceci peut être justifié par la diminution de

l'absorption par les micropores de MC avec l'augmentation de la viscosité de la solution activatrice en passant de 2M à 8M.

Sur la figure 5-b, on note une augmentation de la densité sèche maximale avec l'augmentation de DTC dans les mélanges, cela est directement lié à la densité de DTC qui est deux fois plus importante que MC (tableau 1).

La plus grande densité totale atteinte est mesurée pour le mélange 60MC :40DTCde 0.94 g/cm^{3}pour une concentration de 8M.

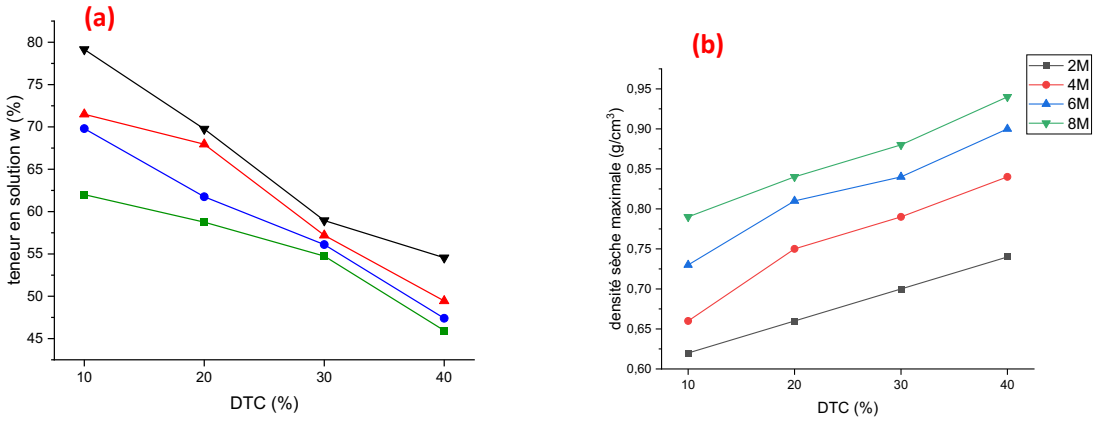


FIGURE 5. **L'évolution de la teneur en solution (a) et la densité sèche maximale des mélanges (b) en fonction de la quantité de DTC.**

L'influence de la concentration de la solution activatrice sur la densité est également non négligeable. En effet plus la concentration de la solution alcaline augmente, plus la densité augmente (figure 5-b). Ceci est justifié par l'ajout de plus grandes quantités de SS et HS en augmentant la concentration de la solution activatrice.

D. Indice CBR

L'indice CBR sans immersion pour les différents mélanges ainsi que les résultats de l'essai de compression uniaxiale (RC) sont représentés dans la figure 6.

Après stabilisation, on peut conclure que la valeur CBR augmente avec le pourcentage de DTC, Il en est de même pour la concentration de la solution activatrice.

Sur la figure 6-b, les indices CBR des mélanges pour 2M sont quasiment les même, bien que la densité sèche maximale augmente (figure 5-b) cela peut être justifié par la diminution de la solution activatrice.

Les valeurs CBR des mélanges 90MC :10DTC augmentent de 5% à 21,44% avec une augmentation de concentration molaire de la solution de 2 à 8 M, tandis qu'avec le mélange 60MC :40DTC, l'indice augmente de 4.69% à 46.55%.

L'amélioration microstructurale du mélange par le remplissage des pores de MC par les grains plus fines de DTC a joué un rôle important dans le développement de la portance. L'amélioration de l'indice CBR en fonction de pourcentage de DTC pour l'ensemble des mélanges peut être justifiée par l'augmentation de la densité sèche maximale et à la réaction de la géopolymérisation.

La formation du matériau géopolymère résultant de la réaction lie les particules entre elles, en recouvrant le grain du sol et en remplissant les pores inter-agrégats [9]. Sur la base de ces résultats, on peut envisager que plus DTC est présent dans le mélange moins l'épaisseur de la couche de fondation serait importante.

E. Résistance à la compression uniaxiale RC

Pour l'ensemble des mélanges une augmentation de la résistance à la compression avec l'augmentation de la concentration de la solution activatrice a été observée (figure 6-a).

Les résultats de l'essai CBR et l'essai de compression uniaxiale RC pour l'ensemble des mélanges présentent la même tendance en ayant une certaine cohérence vis-à-vis la résistance du géopolymère.

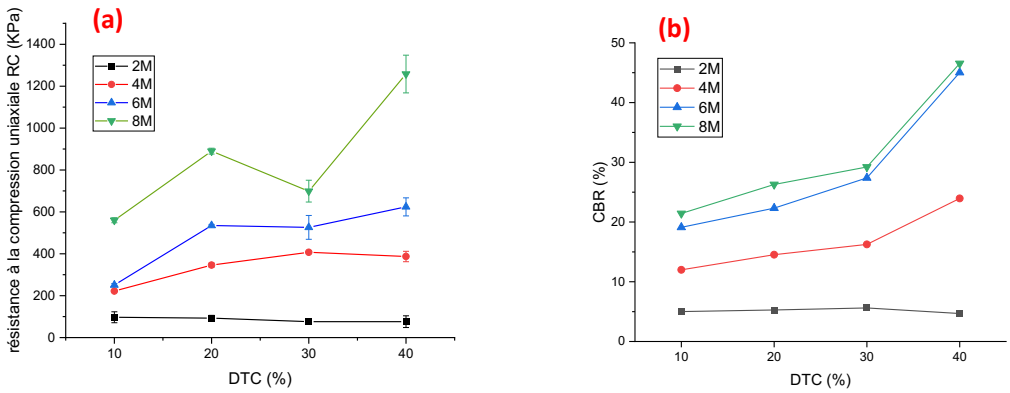


FIGURE 6. **La résistance à la compression simple uniaxiale RC (a) et l'indice CBR (b) à 7 jours des différents mélanges à 35°C.**

Différents rapports molaires : SiO_2/Al_2O_3, SiO_2/Na_2O, Al_2O_3/Na_2O et H_2O/Na_2O ont une influence sur la résistance dans la matrice du géopolymère. Ces paramètres sont liés aux gels CASH (calcium alumina silicate hydrate) résultants de la réaction chimique des composants Na_2O-CaO-Al_2O_3-SiO_2-H_2O et NASH (sodium alumina silicate hydrate) résultant de la réaction chimique des composants : Na_2O-Al_2O_3-SiO_2-H_2O entre eux.

Les différents rapports molaires H_2O/Na_2O des mélanges à 2M, 4M, 6M et 8M sont respectivement de 45.32, 20.88, 14.51 et 8.63.

La figure 7 montre que la résistance maximale à la compression (1258 KPa) est obtenue pour les rapports SiO_2/Al_2O_3 de 8.42 ; SiO_2/Na_2O de 3.17 ; Al_2O_3/Na_2O de 0.37 et, H_2O/Na_2O de 8.63.

Dans le cadre de cette étude, le rapport SiO_2/Al_2O_3 varie de 6.86 à 18.93, avec le DTC qui présente à lui seul un rapport SiO_2/Al_2O_3 de l'ordre de 6. Avec l'ajout de la solution activatrice, ce rapport augmente jusqu'à atteindre une valeur de 18.93 pour le mélange 90MC :10DTC à 8M.

Lorsque le rapport SiO_2/Al_2O_3 est élevé, la résistance à jeune âge se développe lentement. Elle peut atteindre une résistance considérable avec la formation progressive de liaisons Si-O-Si à long terme, qui sont plus fortes que les liaisons Si-O-Al [10].

Le rapport SiO_2/Al_2O_3 diminue avec l'augmentation de la proportion de DTC dans le mélange.

Sur la base de la figure 7.a, on peut affirmer qu'un rapport élevé de SiO_2/Al_2O_3 a une influence négative sur la résistance à la compression du géopolymère pour des concentrations supérieures à 2M. Cette diminution peut être justifiée par l'absence de réaction de l'ensemble de silicium soluble [11]. La faible variation de la résistance de la concentration à 2M est probablement liée au rapport H_2O/Na_2O élevé (45.32) ce qui pourrait influencer certaines réactions chimiques. Il a été observé une faible cohésion en augmentant la quantité de DTC.

La figure 7.b montre la résistance à la compression de géopolymères à différents rapports SiO_2/Na_2O. Le rapport varie de 1.32 à 7.48. Les résultats montrent que la résistance des géopolymères a augmenté avec l'augmentation du rapport de SiO_2/Na_2O. La résistance à la compression la plus élevée (1258 KPa) a été obtenue lorsque SiO_2/Na_2O était 3.17 pour 8M.

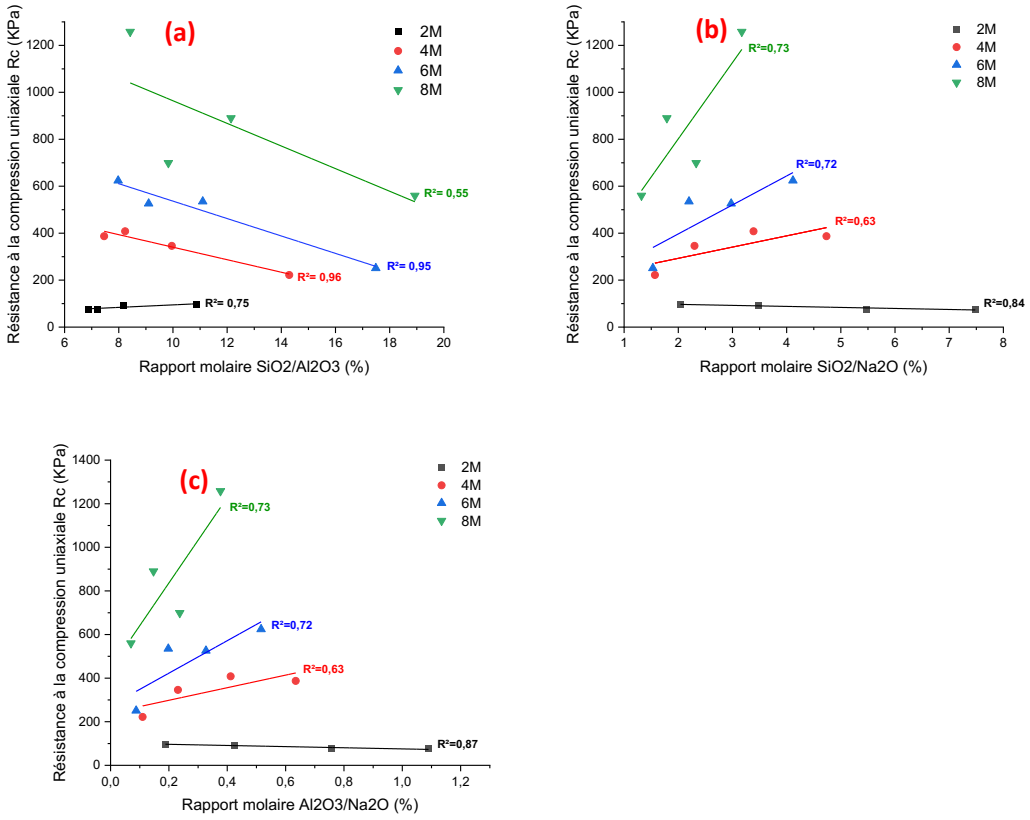


FIGURE 7. **Rapport molairesSiO_2/Al_2O_3 (a), SiO_2/Na_2O (b) et Al_2O_3/Na_2O(c) en fonction de RC.**

Une conclusion similaire peut être tirée de la figure 7.c : une augmentation du rapport Al_2O_3/Na_2O a augmenté la résistance du géopolymère. Le rapport varie de 0,10 à 1,08. Ces résultats corroborent avec ceux de la littérature qui affirment que non seulement le contenu en SiO_2 joue un rôle important dans la géopolymérisation, mais aussi l'Al_2O_3.[12]

F. Caractérisation des mélanges par DRX

Tel que présenté dans la figure 8, les pics du gel CSH sont obtenus à partir des spectres DRX des trois mélanges 90MC:10DTC, 80 MC: 20DTC et 70MC:30DTC pour la concentration 8 M avec 2θ variant de 10° à 65°. Ce gel est le principal facteur de cohésion produit via le processus d'activation du DTC dans la présente étude. Les pics les plus élevés ont été obtenus au 2θ de 24°, 31.2° et 50°. De plus, du carbonate de calcium (calcite) a également été détecté dans les spectres DRX des échantillons, ce qui pourrait être déduit du processus de carbonatation pendant la période de durcissement [13].

Le pic le plus élevé obtenu correspond à l'angle 26.5° pour le mélange 70MC:30DTC, indiquant la quantité importante de quartz qui n'a pas réagi, ce qui justifie la diminution de la résistance à la compression RC de ce mélange (figure 6-a).

CSH et la calcite ont été détectés dans tous les spectres des échantillons étudiés. Avec l'augmentation du rapport MC/DTC une augmentation relative des pics de calcite a été observée. Ceci est dû à la teneur en CaO importante dans MC (34.51%). Des études antérieures ont également indiqué que, au-delà d'un certain seuil de substitution des précurseurs de géopolymères par un matériau riche en CaO, les propriétés mécaniques diminuent en raison de phénomènes de dessiccation excessive ou de l'inhibition de la réaction de géopolymérisation [14].

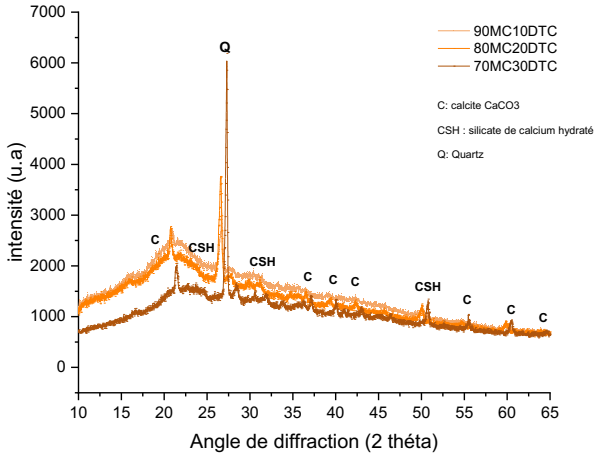


FIGURE 8. **Spectres DRX de trois mélanges 90MC:10DTC, 80MC:20DTC et 70MC:30DTC à 8M.**

IV. CONCLUSION

Cette étude a porté sur l'activation alcaline des déchets de terre cuite et l'efficacité des matériaux résultants lors de la stabilisation du marc de café. Différentes formulations contenant plusieurs proportions de marc de café et de déchets de terre cuite sont réalisées et stabilisées à l'aide de solutions activatrices. Quatre concentrations molaires sont utilisées et les matériaux issus de ces composantes ont été caractérisés. Les résultats montrent :

- Une bonne portance est remarquée à 7 jours suite aux essais CBR réalisés pour des concentrations supérieures à 2M quelque soit la proportion de marc de café présente dans le mélange pour une température de cure de 35°C ;
- Pour la même durée de cure, les résistances à la compression obtenues supérieures à 294 kPa, pour la concentration de la solution activatrice composée 90% silicate de sodium Na_2SiO_3 et 10 % hydroxyde de sodium NaOH est supérieures à 2M, répondent aux exigences de valorisation des matériaux pour des applications de fondation de travaux routiers ;
- Une meilleure résistance à la compression (1258 kPa) pour la formulation contenant 60% de marc de café et 40% de déchets de terre cuite à une concentration de 8M

La résistance à la compression des mélanges dont la concentration de la solution activatrice est supérieure à 2M diminue avec l'augmentation du rapport molaire SiO_2/Al_2O_3 mais augmente avec l'augmentation des rapports molaires SiO_2/Na_2O et Al_2O_3/Na_2O.
Cette étude a indiqué que les géopolymères à base de marc de café et de déchets de terre cuite peuvent être développés en un nouveau matériau de construction écologique, qui répond aux exigences de résistance des matériaux de fondation des chaussées. Des analyses de cycle de vie seront menées afin d'évaluer l'impact carbone de ce nouveau matériau.

REFERENCES

[1] https://www.slate.fr/story/230453/ciment-beton-changement-climatique-rechauffement-gaz-effet-serre.
[2] Ben el berkaIlyas.Orientation des déchets de terres cuites vers le développement durable. Génie civil. Université Ahmed Draia Adrar.2020.
[3] Teck-Ang Kua et al.,2016, Engineering and environmental evaluation of spent coffee grounds stabilized with industrial by-products as a road subgrade material, Clean Technologies and Environmental Policy · January 2017.

[4] T.A. Kua, A. Arulrajah, S. Horpibulsuk, Y.J. Du, S.L. Shen, Strength assessment of spent coffee grounds-geopolymer cement utilizing slag and fly ash precursors, Constr. Build. Mater. 115 (2016) 565–575.
[5] C. Suksiripattanapong, T.A. Kua, A. Arulrajah, F. Maghool, S. Horpibulsuk, Strength and microstructure properties of spent coffee grounds stabilized with rice husk ash and slag geopolymers, Constr. Build. Mater. 146 (2017) 312–320.
[6] A. Arulrajah, T.-A. Kua, S. Horpibulsuk, M. Mirzababaei, A. Chinkulkijniwat, Recycled glass as a supplementary filler material in spent coffee grounds geopolymers, Constr. Build. Mater. 151 (2017) 18–27.
[7] Lina F. Ballesteros & José A. Teixeira & Solange I. Mussatto, Chemical, Functional, and Structural Properties of Spent Coffee Grounds and Coffee Silver skin, Food Bioprocess Technol., Jun 2014
[8] N. R. Rakhimova and R. Z. Rakhimov, "Alkali-activated cements and mortars based on blast furnace slag and red clay brick waste," Mater. Des. vol. 85, pp. 324–331, Nov.2015.
[9] Etim RK, Eberemu AO, Osinubi KJ. Stabilization of black cotton soil with lime and iron ore tailings admixture. Transportation Geotechnics 2017; 10:85e95.
[10] M. Zhang, M. Zhao, G. Zhang, T. El-Korchi, et M. Tao, « A multiscale investigation of reaction kinetics, phase formation, and mechanical properties of metakaolin geopolymers », Cement and Concrete Composites, vol. 78, p. 21-32, avr. 2017, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2016.12.010.
[11] Y.-K. Cho, S.-W. Yoo, S.-H. Jung, K.-M. Lee, et S.-J. Kwon, « Effect of Na2O content, SiO2/Na2O molar ratio, and curing conditions on the compressive strength of FA-based geopolymer », Construction and Building Materials, vol. 145, p. 253-260, août 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.04.004
[12] Roland S zabó, Gábor Mucsi, «Effect of SiO2, Al2O3 and Na2O content and fly ash fineness on the structure and mechanical properties of fly ash based geopolymer», Recycling and Sustainable Development ,12 (2019) ,61-68, doi: 10.5937/ror1901061S.
[13] Trung-Tri Le, Sung-Sik Park, Jun-Cheol Lee, Dong-Eun Lee, Strength characteristics of spent coffee grounds and oyster shells cemented with GGBS-based alkaline-activated materials, Construction and Building Materials, Volume 267,2021.
[14] Chen, K. et al. (2021) 'Mechanical and durability properties of metakaolin blended with slag geopolymer mortars used for pavement repair', Construction and Building Materials, 281. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.122566.

The effect of calcined sediment on alkali-activated materials under ambient curing conditions.

Mohamed Afif Zeggar[1,2,3], Walid Maherz[1,2], Sebaibi Nassim [3], Mahfoud Benzerzour[1,2] , Nor-Edine Abriak [1,2]

[1]*IMT Nord Europe, Institut Mine-Télécom, Centre for Materials and process, F-59000, Lille,*

[2]*France LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000, Lille, France*

(Correspondant : mohamed-afif.zeggar@imt-nord-europe.fr)

[3] *Ecole Supérieure d'Ingénieurs des Travaux de la Construction de Caen (ESITC-Caen), 1, rue Pierre et Marie Curie, 14610 Épron, France*

RESUME Dans le contexte actuel de l'évolution de la science des matériaux et de l'ingénierie civile, la nécessité de développer des matériaux de construction innovants et écologiques est primordiale. Cette étude a ainsi mis en évidence l'utilisation des sédiments de balayage comme composant clé dans la création de nouvelles formulations pour les géopolymères. De plus, des cendres volantes et du laitier granulé broyé de haut-fourneau (GGBS) ont été utilisés comme matériaux précurseurs. L'accent mis sur l'utilisation optimisée de ces sédiments de balayage, associée aux sources d'aluminosilicate, vise à élaborer des géopolymères de type « Just Add water ».

Le sédiment de balayage issu de la société de balayage et aspiration des voiries provenant de Mitry-Mory (M.M.) a été intégrés dans le liant à des taux de substitution de F115 %, F2 30 % et F350 % de cendres volantes, dans le but d'améliorer la réactivité chimique et la durabilité des géopolymères. L'usage de silicates de sodium anhydres comme activateurs a permis d'initier la géopolymérisation, optimisant ainsi les caractéristiques mécaniques et leur durabilité.

Les résultats de l'étude montrent que l'ajout de ces sédiments dans la formulation des géopolymères améliore leur performance mécanique à différentes échéances, notamment à 7 et28 jours. La création de gels de géopolymère (C-A-S-H, N-A-S-H et hydrotalcite), cruciaux pour la structure du composite, est l'une des raisons de cette amélioration des propriétés à l'état durci.

Key-words: One-part Geopolymer, Alkali-activated Material, Ambient Curing Conditions, ,Rheology, Compressive Strength.

Modalité de présentation Présentation orale.

I. INTRODUCTION

Le béton est unanimement reconnu comme étant le matériau de construction le plus utilisé au monde, principalement grâce à son coût abordable, sa robustesse, la facilité d'accès à ses composants et sa capacité à être moulé en structures préfabriquées. L'attrait pour le béton est largement attribuable à l'utilisation fréquente du ciment, et plus particulièrement du ciment Portland ordinaire (OPC), qui joue un rôle de liant crucial dans les applications bétonnières (Mithun and Narasimhan, 2016 ; de Azevedo et al., 2018). Néanmoins, il est essentiel de souligner que la production de l'OPC est une source importante d'émissions de CO2, représentant environ 8 % du total des émissions de CO2 anthropiques. En 2016, les émissions dues à l'OPC ont été estimées à environ 1,45 ± 0,20 gigatonnes, selon diverses sources (Van Deventer et al., 2012 ; Provis and Bernal, 2014 ; Zhuang et al., 2016 ; Hassan et al., 2019, Wyom Paul Zakka et al., 2021 ; Bassam A. Tayeh et al., 2020), mettant en évidence l'impact environnemental significatif associé à la fabrication de ce matériau largement répandu.

Bien que l'industrie cimentière ait réalisé des avancées en termes d'efficacité énergétique, la croissance soutenue de la demande en ciment, évaluée à une moyenne annuelle de 9 %, a substantiellement annulé ces progrès. La production globale de ciment, estimée entre 3,36 et 3,48 gigatonnes en 2015, est prévue pour atteindre entre 3,68 et 4,38 gigatonnes annuellement d'ici 2050. Par ailleurs, une part notable des émissions de CO2 associées à la production de l'OPC (Ordinary Portland Cement), soit environ 50 à 60 %, est issue de la calcination du calcaire. Ce processus, intrinsèquement gourmand en énergie, présente des limites quant à son amélioration en efficacité énergétique. Face à cette réalité, il devient impératif de développer des alternatives plus durables à l'OPC pour diminuer l'empreinte carbone du secteur cimentier, une nécessité soulignée par le SNBPE (Syndicat National du Béton Prêt à l'Emploi) en 2023 et par l'Institut Français pour la Performance du Bâtiment (IFPEB).

En France, l'importance croissante des sous-produits industriels tels que les cendres volantes et le laitier dans le secteur de la construction souligne un mouvement vers des pratiques de développement durable. La production annuelle de cendres volantes, principalement issue des centrales thermiques, est estimée à environ 1,5 million de tonnes. Ces cendres, en particulier celles de type silico-alumineuses sont largement utilisées dans la construction routière et ferroviaire comme liants ou granulats, ainsi que dans la fabrication de bétons et de ciments. La valorisation des cendres volantes est encouragée, offrant une solution plus respectueuse et plus économique de l'environnement que leur élimination en tant que déchets (Pierre ROSSI et al 2019).

Parallèlement, la production de laitier de haut-fourneau, un sous-produit de l'industrie sidérurgique, demeure significative, avec une production annuelle d'environ 3 millions de tonnes, concentrée principalement à Dunkerque, Fos-sur-Mer, et Pont-à-Mousson. Lafarge Ciments. Une filiale du Groupe Lafarge a pris des initiatives pour valoriser ce laitier, notamment par la construction d'une usine de broyage pour l'utiliser comme matière première alternative dans la production de ciment, dans le but de réduire l'impact environnemental de la production de ciment (Amran et al., 2020).

Ces efforts mettent en évidence le rôle crucial de ces sous-produits dans l'industrie de la construction et leur potentiel de contribution à des pratiques plus durables et respectueuses de l'environnement (Cong Ma et al 2018 ; Bernardino et al 2014 ; Turner et Collins, 2013). Dans ce

contexte, le matériau alcalin activé comme se présente comme une solution innovante qui peut utiliser de grandes quantités de matériaux de déchets tels que les cendres volantes, le laitier, métakaolin et éventuellement les sédiments etc. Offrant ainsi une alternative écologique et durable aux systèmes de liants traditionnels.

En effet , C. Ferone et al. (2011) ont mis en avant des sédiments argileux, démontrant que sous certaines températures de calcination, ces minéraux peuvent améliorer la résistance du géopolymère et donc peuvent être des précurseurs appropriés dans les réactions de polycondensation. Elie Mahfoud et al ont démontré que l'incorporation de sédiments calcinés dans un liant binaire (cendres volantes et sédiments) peut améliorer la performance mécanique des géopolymères par un effet mécano-chimique.

L'intérêt de ce travail réside dans l'adoption d'une démarche visant à améliorer les performances des matériaux alcalin activé par l'incorporation de sédiments de balayage. Ces derniers servent non seulement de complément aux cendres volantes et au laitier en tant que sources d'aluminosilicate, mais aussi de facteur potentiel d'amélioration de la réactivité des géopolymères en favorisant la dissolution des sources d'aluminosilicates. Pour rendre cette valorisation possible, les sédiments seront soumis à différents traitements physico-chimiques, tels que le broyage et la calcination, afin de mieux les adapter à cette application. Néanmoins, il est important de noter que ces étapes supplémentaires pourraient augmenter l'empreinte carbone des géopolymères. Il est donc crucial de trouver un équilibre entre l'amélioration des performances des matériaux et l'impact environnemental.

II. ETUDE EXPERIMENTALE

A. Matériaux

Trois sources d'aluminosilicates ont été employées : des cendres volantes de type F, du laitier de haut fourneau et des sédiments calcinés. Le sédiment valorisé A été broyés à l'aide d'un broyeur à disques vibrant Retsch RS200, fonctionnant à 750 tours/minute pendant 1 minute et 30 secondes. Ce processus vise à augmenter les sites de nucléation, améliorant ainsi leur réactivité et l'effet de la calcination. La température de calcination, choisie sur la base des mesures de l'analyse thermogravimétrique (ATG), a été fixée à 880 °C pour une durée d'une heure. L'activateur alcalin utilisé est le silicate de soude $Na_2SiO_3,5H_2O$ sous forme de poudre, un type d'activateur déjà employé dans plusieurs formulations de géopolymères (Cong Ma, 2019).

La densité réelle de FASB est de 2,5 g/cm³ avec une taille moyenne de grains d'environ 8,4 µm, tandis que pour le GGBS, la densité est de l'ordre de 2,5 avec une taille moyenne de grains de 8,89 µm. Pour les sédiments MM, la taille moyenne est de 9,655 µm et de 13,92 µm avec une densité de 2,625 g/cm³ et de 2,661 g/cm³, respectivement. La composition en oxydes des différents minéraux a été analysée par fluorescence X (XRF), et les résultats montrent que les CV possèdent une teneur très élevée en SiO2, représentant près de la moitié, soit 51 %, tandis que pour le sédiment MM, elle est d'environ 47,29 %. Pour le laitier, le CaO est le plus dominant avec un pourcentage de l'ordre de 50,16 % et de 31,04 % pour le sédiment MM.

TABLEAU 1. Compositions chimiques des matériaux

Composition	MM	CV	LHF
CaO	31,04%	3,62%	50,16%
SiO_2	47,29%	42,77%	27,32%
Fe_2O_3	5,72%	17,44%	0,84%
MgO	5,80%	2,50%	7,80%
Al_2O_3	6,06%	19,47%	7,14%
K_2O	1,79%	8,70%	0,95%
SO_3	0,95%	1,64%	2,16%
TiO_2	0,66%	2,44%	1,58%
Cl	0,24%	0,36%	0,14%
MnO	0,10%	0,24%	1,58%
Cr_2O_3	0,12%	0,09%	
SrO	0,04%	0,10%	0,24%
ZnO	0,05%	0,06%	
Densité	2,77	2,5	2,85
BET m^2/g	1,749	2,6	0,5
Granularité (d50)	13,92	8,4	8,89

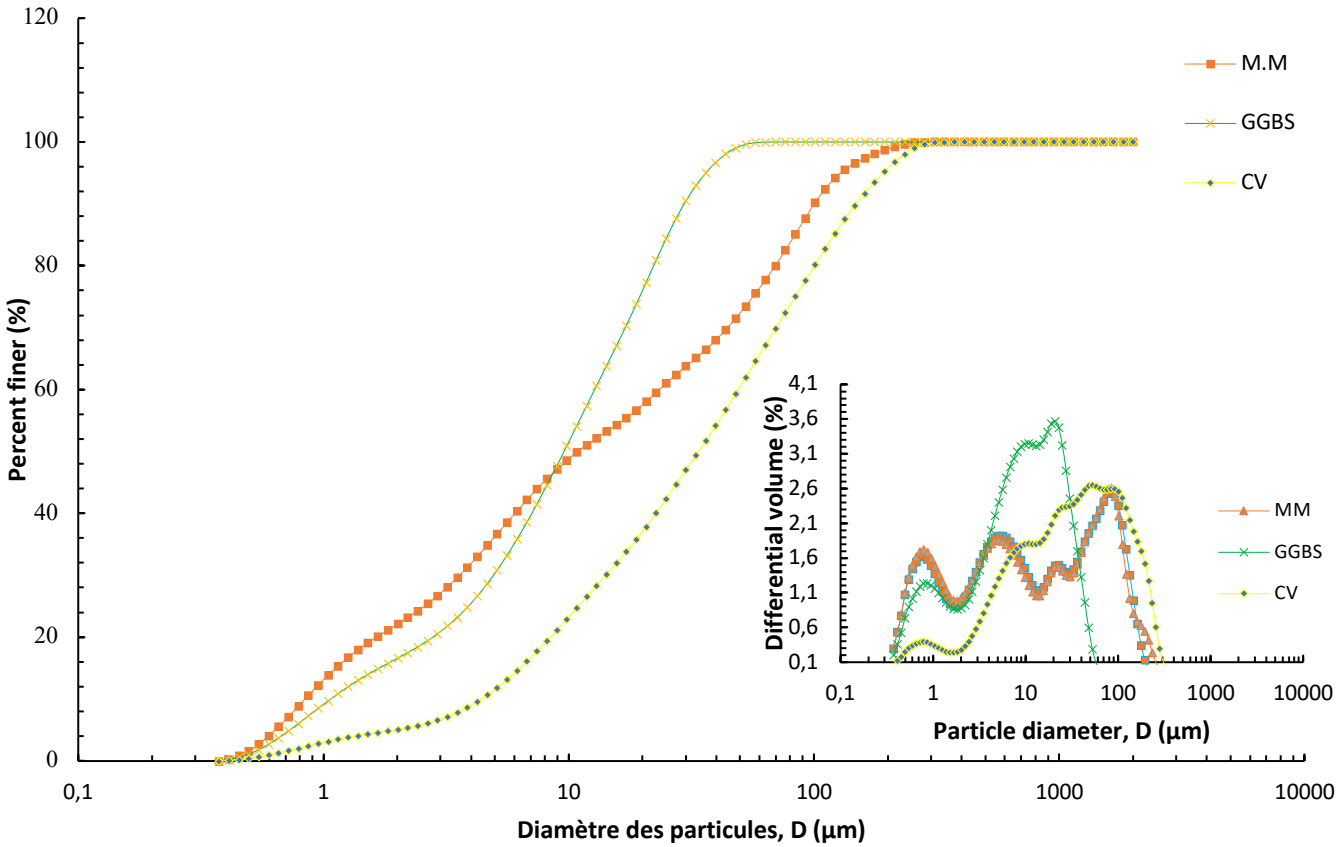


Figure 1 Granulométrie des différentes poudres

B) Méthodes

La préparation des mortiers de géopolymère implique un protocole similaire à celui des mortiers à base de ciment Portland conventionnel. Les matériaux en poudre, tels que la cendre volante, les sédiments calcinés, le laitier, et l'activateur alcalin (silicate de sodium), sont d'abord mélangés à sec pour une distribution uniforme. Après ajout d'eau, le mélange est agité pour faciliter la réaction chimique de géopolymérisation. Du sable normalisé est ensuite ajouté pour obtenir un mortier géopolymère ternaire. La pâte fraîche est versée dans des moules et soumise à des vibrations pour assurer l'homogénéité. Les moules sont placés dans une chambre de durcissement à température et humidité contrôlées pour le développement des propriétés du géopolymère.

TABLEAU 2. Formulations des géopolymères

Désignation	Powder proportions			Activator(kg)	Water/binder
	GGBS (%)	FA (%)	SED (%)		
F1	40%	51%	9%	160	0,48
F2	40%	42%	18%	160	0,48
F3	40%	30%	30%	160	0,48
F4	40%	60%	0%	160	0,48

Les caractéristiques mécaniques des géopolymères ont été évaluées par des tests de résistance à la compression non confinée (UCS) et de résistance à la flexion sur des échantillons de 4x4x16 cm^3, conformément à la norme NF EN 196–1, en utilisant une presse mécanique Instron 5500R - 150 kN. Ces tests ont visé à examiner la performance mécanique des échantillons à divers intervalles de temps (7, 28 jours) après leur sortie de la salle de durcissement standard. Les résultats, basés sur les moyennes d'au moins trois échantillons reproductibles, ont exclu les données avec des écarts-types supérieurs à 10 %, assurant ainsi la précision et la fiabilité de l'évaluation des propriétés mécaniques pour identifier la formulation optimale des géopolymères.

Pour analyser la porosité, un facteur déterminant pour la durabilité et l'interaction avec l'environnement externe, la porosimétrie à intrusion de mercure (MIP) a été utilisée sur des échantillons séchés au four à une température inférieure à 60 °C après 28 jours de durcissement. Cette méthode, réalisée avec un Micromeritics Autopore V 9600, suit la norme ISO 15901-1:2016 et permet d'évaluer la porosité des mortiers de géopolymère.

III. RESULTATS

A. Résistance mécanique

Les résultats ont révélé une augmentation notable de la résistance à la compression et à la flexion entre 7 et 28 jours de cure par l'ajout de sédiments calcinés, contenant des quantités significatives de CaO et MgO, ce qui a entraîné une amélioration de la résistance initiale des géopolymères (figure 2). La méthode d'activation mécanochimique, telle que développée par Matalkah et al., impliquant le broyage à sec des cendres volantes avec des activateurs (CaO, MgO et NaOH), a permis d'obtenir des améliorations notables en termes de propriétés mécaniques, de résistance à l'humidité, et de raffinement de la microstructure , aussi plusieurs travaux en démontré

que l'ajout de MgO affine la matrice du géopolymère par la formation de l'hydrotalcite Mg6Al2CO3(OH)16·4H2O (**Mehmet Kaya 2022, Chantale Njiomou Djangang 2020)**

Cette augmentation de la résistance à la compression résulte non seulement de la formation de C-A-S-H et/ou N-A-S-H, mais est également due à une accélération du taux de géopolymérisation. En effet l'incorparation de ces sediment calciné riche en Cao permet d'élève l'alcalinité au sein du système, favorisant la dissolution des particules de cendres volantes. Ce phénomène améliore le taux de poly-condensation et facilite la formation de gels tel que C-A-S-H, N-A-S-H et l'hydrotalcite .

Ces résultats soulignent donc le potentiel d'utilisation des sédiments calcinés pour la fabrication de géopolymères aux propriétés mécaniques supérieures, mettant en lumière la complexité des interactions entre les différents constituants du liant géopolymère. La coexistence de divers produits, joue un rôle crucial dans l'amélioration de la résistance mécanique des géopolymères.

B. Porosité mercure

Pour analyser le rôle du gel géopolymérique formé après une période de cure de 28 jours et l'impact des sédiments sur la distribution porale, une étude détaillée de la répartition des pores dans différentes formulations géopolymères a été menée. Selon Man et Chen (2016) ainsi que S. Zhao et al. (2020), les pores sont catégorisés en fonction de leur taille et de leur potentiel de nocivité vis-à-vis de la durabilité : inoffensifs pour les pores de moins de 20 nm, légèrement nocifs pour ceux entre 20 et 50 nm, et nocifs pour ceux mesurant entre 50 et 200.

Des observations ont révélé une diminution de la taille des pores avec l'augmentation du sediment (figure 1). Cette tendance confirme les résultats d'études précédentes, indiquant que le sediment, riche en CaO, favorise la formation accrue de gel géopolymérique, en particulier le C-A-S-H. La structure amorphe de ce gel permet une meilleure dispersion dans les zones les plus fines du matériau.

L'intégration du sédiment dans certaines formulations, a montré une amélioration notable de la distribution porale et de la finesse des tailles de pores. Cette amélioration peut être attribuée à l'ajout des sédiments, qui, en tant que sources additionnelles de CaO, contribuent à la formation d'autres gels géopolymériques tels que le C-A-S-H ,N-A-S-H et l'hydrotalcite comme il a été mentionné précédemment . De plus, l'amélioration de la compacité du mélange granulaire, grâce à la finesse apportées par les sédiments (figure1), entraîne une porosité nettement améliorée, contribuant ainsi à l'amélioration des propriétés mécaniques des géopolymères.

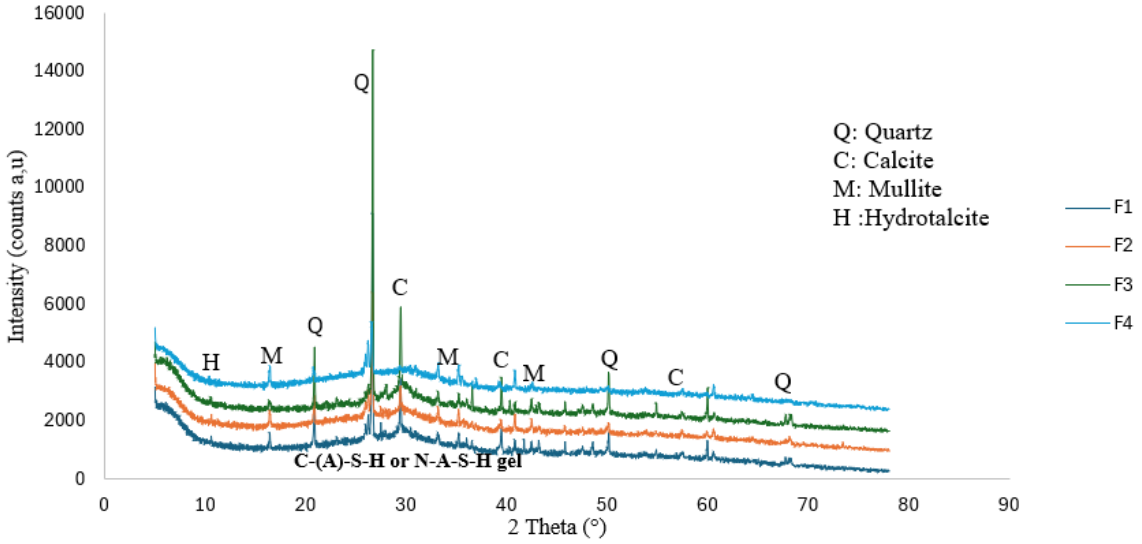


Figure 2 DRX des différentes pates à 28j

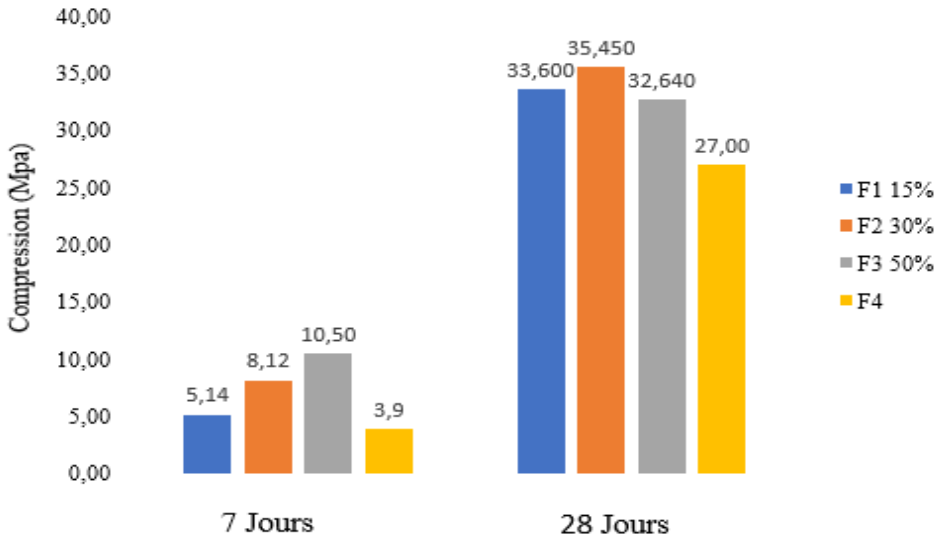


Figure 3. Résistance à la compression à 7 et 28 jours pour chaque type de liant

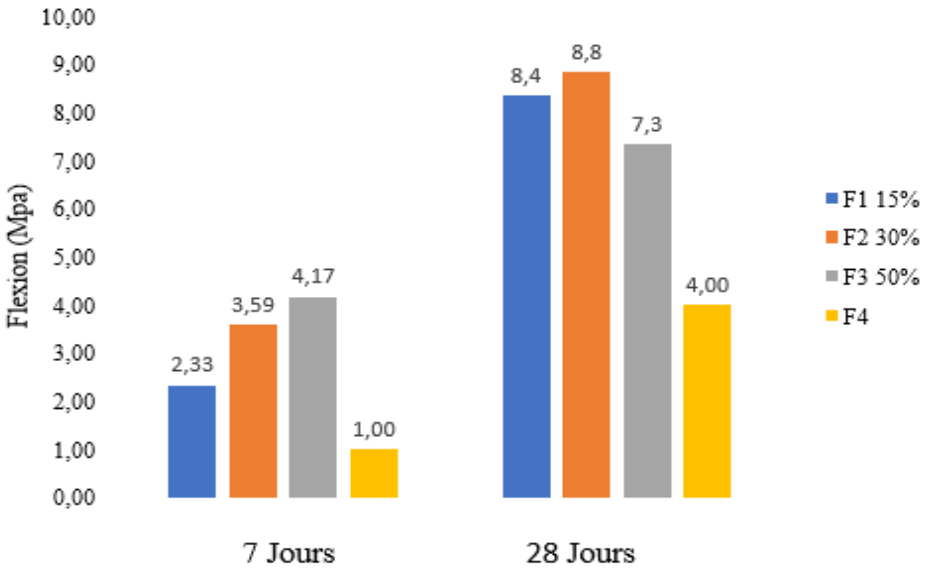


Figure 4. Résistance à la flexion à 7 et 28 jours pour chaque type de liant

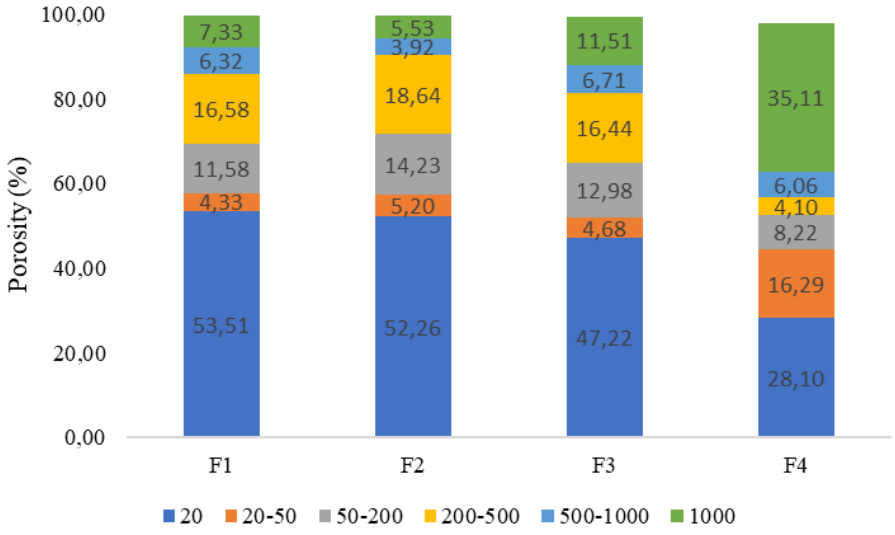


Figure 5. Distribution des porosités

C. Evaluation de l'impact environnemental

L'impact environnemental des différentes formulations a été étudié en comparaissant du ciment portland en utilisant l'équation mathématique suivante :

$$\boldsymbol{Cl = embodied\ CO3 - e/fc}$$

- Avec CI (kg/Mpa. m3) : embodied CO2 index
- Embodied CO2-e (kg/m3) : total CO2-e emission of one cubic meter of binding materials
- fc (MPa) : 28-day compressive strength

Les analyses quantitatives de l'empreinte carbone de diverses formulations (F1 , F2 ,F3) indiquent que les géopolymères présentent une empreinte significativement inférieure à celle des formulations à base de ciment Portland (figure 6). Des recherches menées par Guangcheng Long et al. (2015), Van den Heede P et al. (2012), ainsi que Beng Phil Pumell (2013), confirment cette tendance, suggérant que les géopolymères représentent une alternative plus durable et écologique au béton conventionnel.

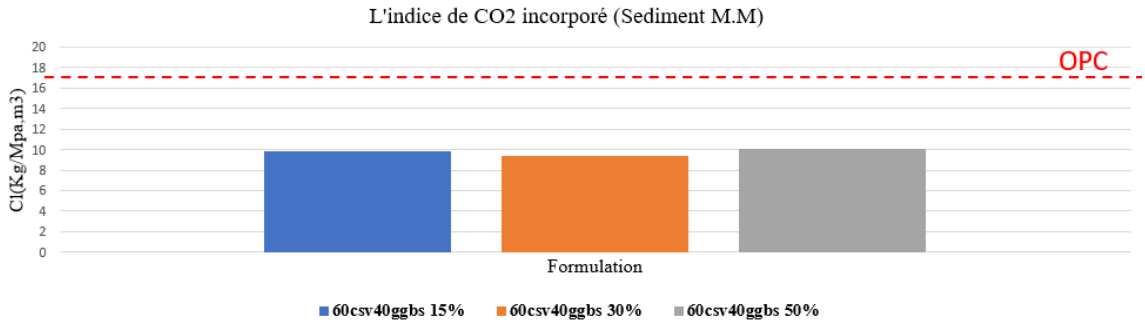


Figure 6 Gimprinte carbone des géopolyméres à base de sédiment calciné

Figure 3 Indice de CO2 incorporé par MPa pour un mètre cube des pâtes de géopolymères à base de sédiment VFI

IV. Conclusion

La substitution des cendres volantes par des sédiments calcinés dans la formulation des géopolymères a un effet bénéfique sur la réactivité de la géopolymérisation, notamment à l'apport de CaO et MgO contenus dans les sédiments. Cette modification de la composition chimique favorise l'amélioration des propriétés mécaniques, en partie due à la formation et à la coexistence de gels géopolymériques robustes. Les analyses de microstructure révèlent la présence de gels C-S-A-S-H et N-A-S-H, ainsi que d'hydrotalcite dans les géopolymères à jeune âge. Ces phases minérales distinctes contribuent à affiner la porosité du matériau, ce qui se traduit par une amélioration de la durabilité des matériaux alcalins activés. La synergie entre ces composés géopolymériques résulte en une structure matricielle plus dense et plus résiliente, prometteuse pour les applications en ingénierie civile où la performance sur le long terme est cruciale.

REFERENCES

Y.H. Mugahed Amran et al Clean production and properties of geopolymer concrete; A review HTTPS://DOI.ORG/10.1016/J.JCLEPRO.2019.119679

Danish et al 2019 Linking economic growth and ecological footprint through human capital and biocapacity HTTPS://DOI.ORG/10.1016/J.SCS.2019.101516

Wyom Paul Zakka 2021 A scientometric review of geopolymer concrete HTTPS://DOI.ORG/10.1016/J.JCLEPRO.2020.124353

Bassam A. Tayeh et al 2020 ., Effect of using mineral admixtures and ceramic wastes as coarse aggregates on properties of ultrahigh-performance concrete https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123073

Amran et al. 2020 Clean production and properties of geopolymer concrete; A review https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.119679

Cong Ma et al 2018 Preparation of cleaner one-part geopolymer by investigating different types of commercial sodium metasilicate in china https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.08.060

Shi C et al. 2019 A review on mixture design methods for geopolymer concrete https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2019.107490

Ahmad MR et al.2019 Multiproperty characterization of cleaner and energy-efficient vegetal concrete based on one-part geopolymer binder https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.119916

Luukkonen T et al.2018 One-part alkali-activated materials: A review https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.10.001

Luukkonen T et al Comparison of alkali and silica sources in one-part alkali-activated blast furnace slag mortar 2018 https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.03.202

Cong Ma et al 2019 Properties and characterization of green one-part geopolymer activated by composite activators https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.02.159

Experimental Investigation of Coupled Hydro-mechanical Behavior of Geopolymer Interfaces

Xingxing Qi, Nicolas Gay, Jean-philippe Carlier, Yun Jia, Matthieu Briffaut
Univ. Lille, CNRS, Centrale Lille, UMR 9013 - LaMcube - Laboratoire de Mécanique, Multiphysique, Multi-échelle, F-59000 Lille, France
Corresponding author: Xingxing Qi (e-mail: xingxing.qi@centralelille.fr)

ABSTRACT The importance of green repair materials lies in their ability to provide sustainable solutions for infrastructure maintenance while minimizing environmental impact through reduced resource consumption and lower emissions. This study explores the application of geopolymer, a sustainable and eco-friendly material, as a promising option. Specifically, this research focuses on the potential of metakaolin-based geopolymer. The fundamental mechanical properties and feasibility of geopolymer mortar were investigated through flexural strength, compressive strength, and uniaxial compression tests. Additionally, experiments designed following Darcy's Law were conducted to comprehend the permeability characteristics. These experiments revealed a significant water saturation influence on permeability, which decreases with increasing air pressure and confining pressure. Then, the porosity of this geopolymer mortar is 26.87% using gas while 18.54% using water. Further, a series of shear bond tests were performed to explore the hydro-mechanical behavior at the interface between geopolymer mortar and Ordinary Portland Concrete (OPC) under loading conditions. The results indicate commendable bonding performance at the interface, exhibiting a bond strength of $6.00\,\mathrm{MPa}$, signifying the potential for further research and application.
Keywords Geopolymer; Interfaces; Hydro-mechanical behavior; Shear strength; Repair materials
Presentation method Presentation orale

I. INTRODUCTION

A significant portion of national infrastructure was constructed approximately fifty years ago and now requires substantial repair and maintenance. Environmentally sustainable repair materials with a reduced carbon footprint have been in great demand by the construction industry worldwide. The concept of geopolymers was initially introduced as a new material by Davidovits (1991). Huseien et al. (2017) investigated cement-free geopolymer mortars, prepared from waste materials with a high content of silicate and aluminum and activated by alkaline solutions. These mortars are emerging as prominent sustainable repair materials. Zhang et al. (2014) explored that geopolymer binders are preferred because they generate 70–80% less carbon dioxide and have remarkably lower greenhouse gas emissions than ordinary Portland cement. McLellan et al. (2011), Duxson et al. (2007) showed that these new binders are highly sought after due to their enhanced durability, sustainability, and environmental friendliness.

Numerous scholars have attempted to utilize geopolymer mortar as a repair material for concrete. Momayez et al. (2005) found that the bond strength between the substrate concrete and the repair material

TABLE 1. Chemical Composition of Metakaolin Powder (by weight)

Metakaolin	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	TiO_2	K_2O	CaO	MgO	SO_3	ZrO_2	Fire loss
Argicem (%)	60.53	29.64	4.68	1.72	0.65	1.41	0.95	0	0.15	0.27

played a decisive role when selecting geopolymers as repair materials. Mirza et al. (2014) studied the bond strength between mortar substrate and geopolymer in sandwich specimens. Geopolymer exhibited higher bonding strength than that of a comparable OPC mixture. Suksiripattanapong et al. (2015), Songpiriyakij et al. (2011) attempted to utilize geopolymer as a repair material by testing their slant shear, pull-out, and direct shear tests. Laskar & Talukdar (2017) found that ultra-fine slag based geopolymer had promising bond strength with rebar and old concrete.

Several methods have been developed to test shear strength. Common among these is the slant shear test, which achieves its objective by creating an angled interface. However, the shear behavior is influenced by the applied loading stress. Phoo-ngernkham et al. (2015) used slant test to investigate bond strength high calcium fly ash geopolymer mortars (GPM) containing OPC. Additional commonly used methods include the push-off test and the Z-method. These experimental designs feature loads applied perpendicular to the interface, more closely approximating real-world conditions. The sandwich test as mentioned above used push-off test, developed by Mirza et al. (2014). Purwanto et al. (2022) explored the shear-bond characteristics between self-compacting geopolymer concrete and conventional concrete using Z method. The direct bi-surface test and the one-plane shear method are designed to create a perpendicular interface between two parts. Shear is achieved by applying opposing shear forces to the two sections or by fixing one part while applying force to the other. This testing approach is conceptually straightforward, yet it places high demands on the experimental apparatus, requiring specially designed rigid loading plates to ensure uniform stress distribution. Alanazi et al. (2016) employed a compression-shear test that used a pressure pump to apply shear loads horizontally. In this research, the one-plane shear method was employed with an ingeniously designed semi-cylindrical steel loader to ensure even stress distribution. Additionally, a servo-controlled confining pressure system was used to prevent any eccentricity of the specimen.

The objective of this study was to explore the feasibility of geopolymer mortar by investigating its key characteristics. Further research focused on the bond performance between geopolymer and OPC. Additionally, the study simultaneously monitored changes in permeability during the loading process.

II. Materials and methods

A. Geopolymer mortar and substrate

In this research, geopolymer mortar was prepared using alkali-activated technology. The process flow diagram for its production is presented in Figure 1. The geopolymer was produced by blending, curing, and maintaining the precursor materials, standard sand, and a pre-prepared alkali-activating solution. The precursor employed was metakaolin powder, commercially known as Argicem, a form of metakaolin developed by Argeco Développement. This was produced through the flash calcination of kaolin clay. The results of the chemical composition tests are presented in Table 1.

The alkaline-activated solution was prepared using Betol K 5020 T, flake potassium hydroxide (KOH), and laboratory-grade water. The preparation process involved stirring for 30 minutes, followed by a 24-hour settling period. During the stirring process, a significant amount of heat was generated. To ensure the consistent quality of the solution, the mixed solution was sealed. The chemical composition of Betol K 5020

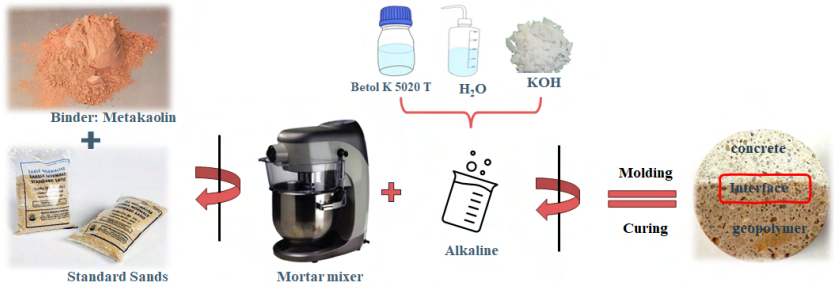


FIGURE 1. Geopolymer Mortar Preparation Flowchart

TABLE 2. Chemical Composition of Betol K 5020 T (by mass)

Product	SiO_2	Na2O	K_2O	Molar Ratio
Betol K 5020 T(%)	30	0	18.5	2.54

T is shown in Table 2.

B. Mix proportion and specimen design

Mixing was performed using a professional standard method. Initially, the solid mixture was mixed in the mixer pot at a slow speed for 30 seconds. Subsequently, the alkali-activated solution was added and stirred slowly for 60 seconds, followed by a fast stir for 30 seconds. After a pause of 90 seconds, the mixture was given a final rapid stir for 60 seconds. Once the specimen was cast, it was placed in a curing box with conditions of $20.8\,^{\circ}\mathrm{C}$ temperature and 90% relative humidity (RH).

In this study, the composition of the geopolymer paste used is based on mass percentages, with BETOL 5020T constituting 39%, potassium hydroxide (KOH) 7%, and laboratory-grade water 6%. Additionally, the SiO_2/K_2O ratio was 3.40. The precursor utilized was metakaolin, constituting 48% of the mixture. As for the mortar, standard sand accounts for 65.31% based on total paste mass. All the studies in this research were conducted at the mortar level.

The setting time of the geopolymer mortar was tested in accordance with EN 196-3. The test results indicated that the initial setting time of the geopolymer mortar is 420 minutes, while the final setting time is 600 minutes.

C. Experimental device and methods

2.3.1 Machanical strength on geopolymer mortar

Flexural strength and compressive strength test. To assess the mechanical properties of geopolymer mortar, specimens with dimensions of $40mm \times 40mm \times 160mm$ were prepared and subjected to a curing process for 14 days. The flexural strength test was conducted initially using an Instron testing machine, in compliance with the standards set forth in EN 12390-5. The flexural strength is calculated according to Equation 1.

$$\sigma_f = \frac{3FL}{2bd^2} \tag{1}$$

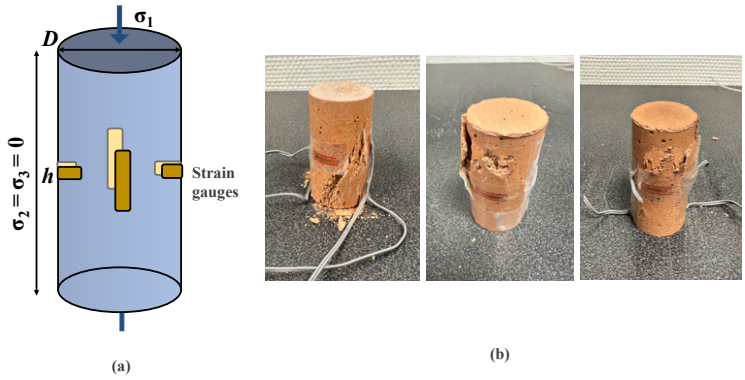


FIGURE 2. Uniaxial Compression Test(a) and Damaged Specimens Following Tests(b)

Here, σ_f represents the flexural strength, F is the load at the fracture point, L is the length of the support span, b is the width of the specimen, and d is the depth of the specimen.

Upon failure, the fractured specimens were then tested for compressive strength under EN 12390-3. which is obtained by dividing the fracture point force by the area subjected to the force.

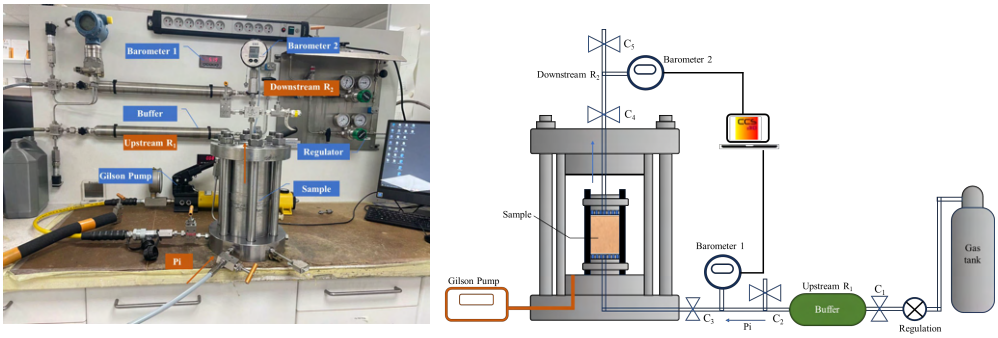
Uniaxial compression test on geopolymer mortar. In this study, uniaxial compression tests were performed using an Instron testing machine, as shown in Figure 2, to assess the mechanical properties of both geopolymer mortar and Ordinary Portland Cement (OPC) specimens. The tests focused on measuring compressive strength, elastic modulus, and Poisson's ratio. Each specimen had a diameter of 37 mm and a height of 74 mm. The geopolymer mortar samples were cast and cured for 14 days. OPC specimens of identical dimensions were prepared by extracting cores through drilling for comparative analysis. During testing, the strain was monitored with four strain gauges on each specimen, two aligned horizontally and two vertically.

2.3.2 Permeability and porosity

Permeability Test. The gas permeability test is a method used to determine the resistance of materials such as concrete, rocks, or films to gas flow, based on the principles of Darcy's Law, which governs the flow of fluids through porous media. The experimental setup and its underlying principles are detailed Figure 3. For this test, cylindrical specimens measuring $36\,\mathrm{mm}$ in both diameter and height were utilized. The procedure involves recording the upstream pressure P_1 and downstream pressure P_0 under conditions that approach steady-state, ensuring constant flow. The distribution of pressure during the test is governed by the relationship outlined in Equation 2, the variable x is used to describe how the pressure varies at different points within the specimen when a constant volumetric flow rate is maintained. This setup allows for precise measurements of gas permeability, providing critical insights into the material's porosity and structural integrity.

$$\nabla^2 P^2 = 0 \quad and \quad P(x) = \sqrt{P_1^2\left(1 - \frac{x}{L}\right) + P_0^2 \frac{x}{L}} \tag{2}$$

In the formula, Q_1 and Q_0 denote the volumetric flow rates of gas on the upstream and downstream sides of the sample, respectively; L represents the height of the specimen, and x represents the position along the length of the specimen in the direction of gas flow.



(a) Photograph of the permeability apparatus (b) Schematic diagram of the permeability apparatus

FIGURE 3. Permeability Testing Apparatus

$$Q_1 = \frac{KA}{2\mu L}\left(\frac{P_1^2 - P_0^2}{P_1}\right) \tag{3}$$

$$Q_0 = \frac{KA}{2\mu L}\left(\frac{P_1^2 - P_0^2}{P_0}\right) \tag{4}$$

In the equation, K denotes the specimen's permeability, A represents the cross-sectional area for fluid flow. Given that μ, the dynamic viscosity, was 2.2×10^{-5} in this study. To determine the permeability K, one must accurately measure the volumetric flow rates Q_1 and Q_0.

Initially, gas was injected at a constant pressure P_i. Once a constant flow was established, valve C_1 was closed, and the upstream reservoir R_1 began supplying the sample with gas. The first measurement aimed to determine the incoming flow rate Q_1, which corresponds to the average flow rate Q_1^{moy} over a time interval Δt. During this interval, a pressure drop ΔP_1 occurred in R_1. Assuming that the flow rate remains constant during Δt and calculating the average injection pressure as $P_1^{moy} = P_1 - \Delta P_1/2$, the flow rate Q_1 was then accurately deduced in Equation 5.

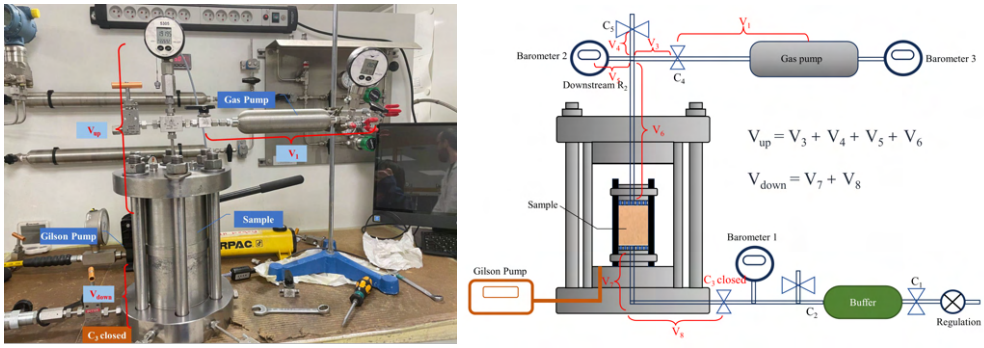
$$Q_1^{moy} = \frac{V_1 \Delta P_1}{P_1^{moy} \Delta t} \tag{5}$$

V_1 is the volume of reservoir R_1, which also includes the volume of the tubing between R_1 and the sample. This combined volume is established through precise calibration.

The permeability K can be calculated using Equation 3, where P_1 is the average pressure P_1^{moy}, and Q_1 is the average flow rate Q_1^{moy}. This approach, known as the quasi-constant flow rate method, is employed at high pressures on the upstream side of the sample. The initial procedure for the downstream quasi-steady method mirrors the steps previously described. After establishing a presumed steady flow (refer to Figure 3), valve C_5 is closed, leading to an increase ΔP_0 in the atmospheric pressure P_0 due to the gas flow. This change demonstrates that:

$$Q_0^{moy} = \frac{V_2 \Delta P_0}{P_0^{moy} \Delta t} \tag{6}$$

V_2 represents the volume of the reservoir R_2, which includes the tubing connecting the sample to R_2. The average P_0 is calculated as $P_0^{moy} = P_0 + \Delta P_0/2$. In this experiment, the volume V_2 is measured to be $6.349\,\mathrm{mL}$. Finally, based on the established relationships, the permeability can be expressed as shown in Equation 7.



(a) Photograph of the porosity apparatus (b) Schematic diagram of the porosity apparatus

FIGURE 4. Porosity Testing Apparatus



(a) Smooth surface of concrete cylinder (b) Specimens' preparation (c) Specimens to be sheared after grinding

FIGURE 5. Interface and Specimens' Preparation

$$K = \frac{\mu \cdot Q_0^{moy} \cdot 2 \cdot L \cdot P_0^{moy}}{A \cdot ((P_0^{moy})^2 - P_0^2)} \tag{7}$$

Porosity Test. The porosity was measured by initially determining the volume of the specimen using Boyle's Law, which states that the pressure and volume of a given amount of gas are inversely proportional at constant temperature. The permeability testing apparatus was modified by integrating a gas pump with a known volume V_1 and an initial pressure P_1. The system was then connected, and the pressure was stabilized at P_2, as depicted in Figure 4. Using Boyle's Law, the unknown volume V_{sample} was calculated from the relationship $P_1V_1 = P_2V_2$. It was determined that $V_{sample} = V_2 - V_1 - V_{up} - V_{down}$, where V_{up} refers to the volume of the upstream piping system and V_{down} to the volume of the downstream system. Porosity was then calculated by comparing the geometric volume of the specimen to its actual volume.

Additionally, the vacuum drainage method is employed to test the porosity of specimens, providing a comparison to the results obtained from the gas tests.

2.3.3 Hydro-mechanical behaviour under shear loading

Specimen Preparation. In this project, the interface between geopolymer mortar and concrete was studied, as depicted in Figure 5. The semi-cylindrical concrete specimens used had a diameter of $65\,\mathrm{mm}$ and a height of $60\,\mathrm{mm}$. Both ends of each specimen were polished to achieve a flat and smooth finish, ensuring uniform stress distribution during testing.

The semi-cylindrical concrete specimens were positioned in cylindrical molds with a diameter of $65\,\mathrm{mm}$ and a height of $60\,\mathrm{mm}$. The mixed geopolymer mortar was then poured into the remaining half of the

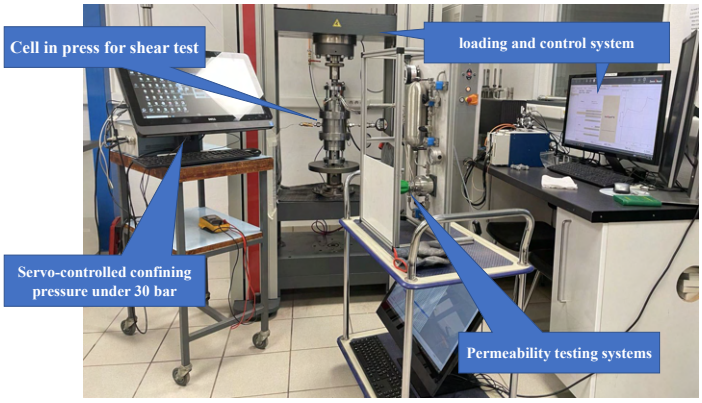


FIGURE 6. Photograph of the Shear Test Apparatus

cylindrical molds. These specimens were cured until no further mass change was observed, typically over a period of 14 days. Excess material at both ends of the specimens was carefully ground down to create a flat and smooth surface, which is essential for facilitating the subsequent shear testing.

Shear Test Apparatus. The entire experimental setup comprises four modules, as shown in Figure 6. The first module is the loading and control system, which includes a materials testing machine, TestControl II machine electronics, and TestXpert III testing software. This system provides physical support for the shearing process and control over the loading speed. High-resolution acquisition of each travel and force peak is synchronously recorded across all measuring channels. The experiment employs displacement control at a speed of $0.12\,\mathrm{mm/min}$.

The second module is the cell in press for the shear test, as illustrated in Figure 7. The internal structure of this module is shown in the accompanying diagram. It facilitates the transmission of the load and ensures the correct application of interface shear loading. An initial confining pressure of $30\,\mathrm{bar}$ is established within the cell. The shear force applied at the interface is generated by converting an axial force, which is skewed at the interface, with the aid of a designed system. Inside the cell, a rubber sleeve connects to the confining pressure space, creating a confining pressure that acts perpendicular to the axial force on the interior specimen. Considering that the strength of concrete exceeds that of geopolymer mortar, concrete is used as the force-bearing side. A soft foam pad is included to accommodate displacement differences during shearing. The shear stress is exclusively generated by the axial deviatoric stress loading.

The third module is a servo-controlled confining pressure system, maintained at a fixed confining pressure using the MiniPompe system. This dynamically balanced device ensures that the confining pressure is consistently regulated at $30\,\mathrm{bar}$, accommodating variations that may occur during specimen assembly and loading.

The fourth module is the permeability testing system, designed to measure and record the permeability values K and the volumetric flow rate Q at different stages of the shearing load process. In this study, Darcy's law was used to calculate the permeability values under dynamic loading conditions. Permeability tests were conducted at intervals of every $0.2\,\mathrm{mm}$ of loading displacement. Since the interface acted as a point of weakness, permeability was considered to occur exclusively at this location. The evaluation of permeability was divided into two phases: before specimen failure, permeability was calculated based on

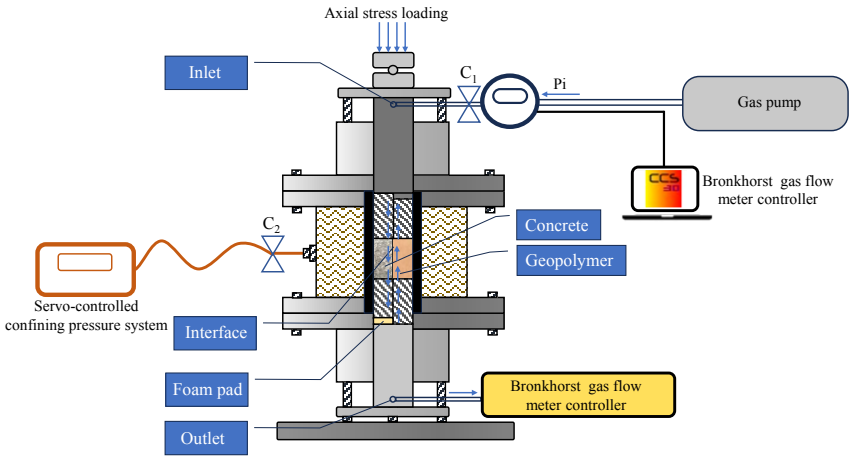


FIGURE 7. Schematic Diagram Cell in Press for Shear Test

the change in air pressure at the inlet over a fixed duration; after failure, due to rapid changes in air pressure, recording pressure changes over a set time became challenging. Consequently, the flow rate of gas at the outlet was measured using a Bronkhorst gas flow meter controller. The permeability K was calculated using a modified form of Darcy's law for gas flow through the interface. For the pre-failure phase, ΔP was achieved by recording the time required to achieve a fixed pressure change at the incoming side. For the post-failure phase, Q was measured directly using the flow meter. According to Equations 5 and 6, the permeability value can be similarly calculated. This approach facilitated the determination of permeability during both stable and rapid phases of the loading process, highlighting the weak interface's influence on the overall specimen behavior.

Shear Stress Calculation. The shear stress, represented by σ, is calculated as the ratio of the maximum force F_{max} to the area of the interface A_{int}. Mathematically, it is expressed as:

$$\sigma = \frac{F_{\max}}{A_{int}} \tag{8}$$

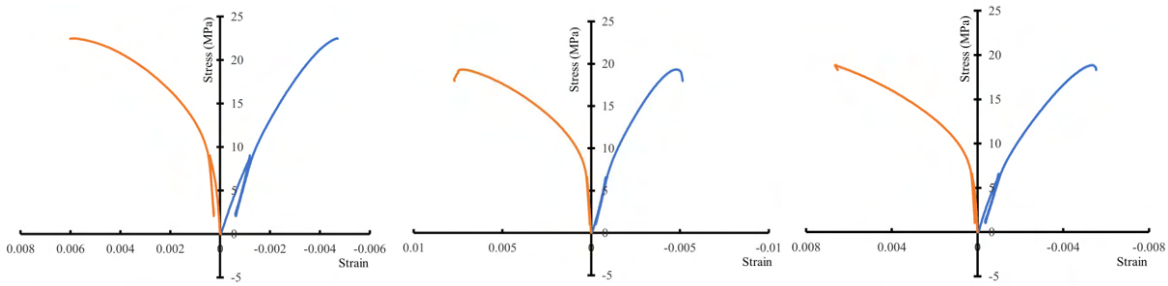
where σ represents the shear stress, F_{max} is the maximum force applied, and A_{int} is the area of the interface. The shear strength refers to the stress at the point of maximum force during the shearing process.

III. Results and discussion

A. Machanical strength on geopolymer mortar

3.1.1 Flexural strength and compressive strength test

Three specimens measuring $160\,\mathrm{mm}$ in length, $40\,\mathrm{mm}$in width, and $40\,\mathrm{mm}$ in depth were prepared for testing their flexural strengths. The results of the flexural strength tests yielded values of approximately $7.83\,\mathrm{MPa}$, $8.57\,\mathrm{MPa}$, and $7.17\,\mathrm{MPa}$, respectively. The average flexural strength of the three specimens is approximately $7.86\,\mathrm{MPa}$. While the flexural strength might appear lower compared to traditional Portland cement-based mortars, it is generally adequate for many construction and repair applications where extreme bending forces are not the dominant stress factor.



(a) GM-1 (b) GM-2 (c) GM-3

FIGURE 8. Uniaxial Compression Stress-strain Curve for Geopolymer Mortar Sample

TABLE 3. Elastic Modulus and Poisson's ratio

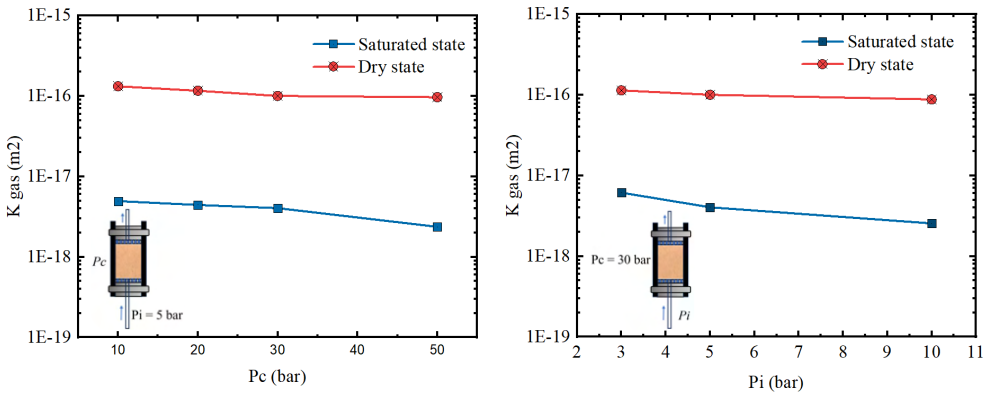
	MG-1	MG-2	MG-3	Average
E(GPa)	11.59	9.27	8.53	9.80
ν	0.28	0.27	0.21	0.25

After conducting the flexural strength tests, the six fractured specimens were used for compressive strength testing. The compressive strengths recorded were as follows: 39.12 MPa, 39.39 MPa, 40.78 MPa, 41.68 MPa, 39.99 MPa, and 42.27 MPa. Compared to traditional concrete, a average compressive strength of 40.54 MPa indicates that this geopolymer mortar is competitive in terms of load-bearing capacity. This strength is sufficient to meet the structural demands of residential and commercial buildings, especially in applications such as non-load-bearing walls, floors, and overlays.

3.1.2 Uniaxial compressive test

Figure 8 illustrates the uniaxial compression stress-strain curves for three geopolymer mortar specimens, labeled MG-1, MG-2, and MG-3, which were prepared with identical mix proportions and subjected to the same curing conditions. The experimental results depicted by the curves represent the mechanical response of the geopolymer mortar when subjected to compressive loads. The red curves on the left side of each graph represent the circumferential stress-strain response, which is typically associated with the lateral deformation of the specimens under compression. The blue curves on the right side illustrate the axial stress-strain response under the applied load, correlating with the longitudinal deformation.

The data points where the stress peaks correspond to the compressive strength of the specimens. From the initial linear portion of the axial stress-strain curves (blue), the elastic modulus, indicative of the material's stiffness, can be determined. It is derived from the slope of this linear region. The Poisson's ratio, which quantifies the ratio of lateral strain to axial strain, can be deduced from the lateral and axial deformation measurements. The results of the elastic modulus and Poisson's ratio of the geopolymer mortar are presented in Table 3.The average elastic modulus is 9.80 GPa. A lower modulus of elasticity implies greater deformation under stress, potentially beneficial for applications requiring some flexibility. The average Poisson's ratio is 0.25, comparable to many conventional construction materials.



(a) Permeability curves at different confining pressures under a fixed gas pressure of 5 bar

(b) Permeability curves at different gas pressures under a fixed confining pressure of 30 bar

FIGURE 9. Permeability Curves Under Varying Pressures

B. Permeability and porosity

3.2.1 Permeability

Figure 9 demonstrates the permeability trend of geopolymer mortar, with permeability value K varying under different conditions. For the material in its saturated state, the permeability is approximately $4 \times 10^{-18}\,\mathrm{m}^2$. whereas, in the dry state, the permeability is about $1 \times 10^{-16}\,\mathrm{m}^2$.

The curves in Figure 9 (a) show the permeability response to varying confining pressures P_c at a fixed inlet gas pressure of $5\,\mathrm{bar}$. It can be observed that an increase in confining pressure results in a decrease in permeability for both states. This suggests that the geopolymer mortar's pore structure becomes more compressed under higher confining pressures, thus reducing the flow pathways for the gas. Figure 9 (b) presents the permeability behavior under different inlet gas pressures P_i at a constant confining pressure of $30\,\mathrm{bar}$. The observed decrease in permeability of geopolymer mortar under both saturated and dry conditions with increasing gas pressure can be primarily attributed to pore compression. In the saturated state, higher gas pressure could force water to block more of the pore pathways, thereby reducing the permeability. In the dry state, the pressure might cause a compaction of the pore structure, again leading to decreased permeability.

3.2.2 Porosity

Utilizing Boyle's Law through a gas test method represents the relationship between pressure and volume, the porosity was determined to be 26.87%. Conversely, the vacuum saturation method yielded a lower porosity value of 18.54%. The discrepancy between the two porosity measurements could be attributed to the intrinsic differences in the methods' sensitivity to the types of pores detected. The gas test method might register both open and closed pores, whereas the vacuum saturation method is more likely to measure only those pores accessible to fluids under pressure. This phenomenon is in line with expectations.

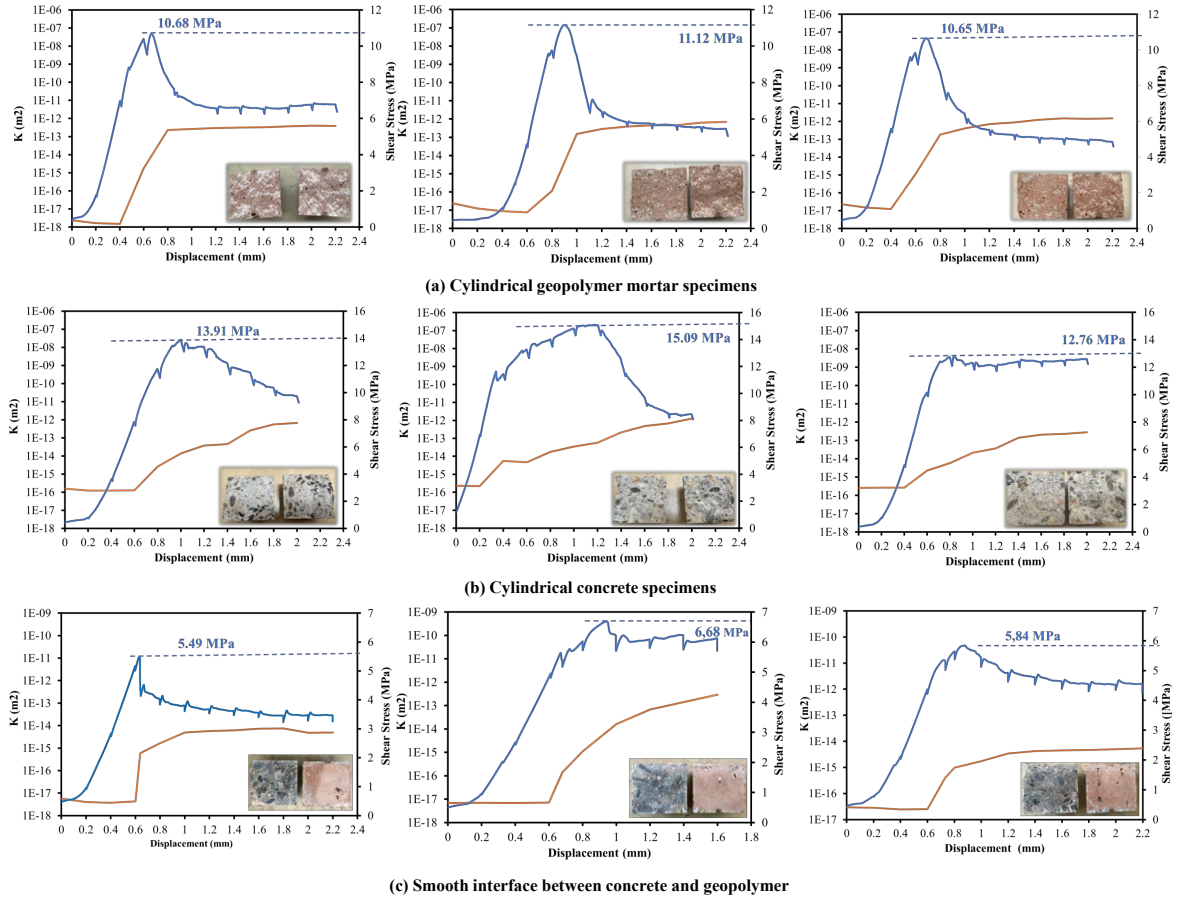


FIGURE 10. Stress and Permeability Curves Under Shear Loading for Interfaces with Varying Materials

C. Shear bond strength between geopolymer and OPC

Figures 10 presents stress and permeability curves under shear loading for interfaces with varying materials under the servo-controlled confining pressure of $30\,\mathrm{bar}$. In the depicted shear tests, three specimens were prepared for each experimental condition to ensure reliability and reproducibility of results. The blue curves represent the evolution of shear strength during the loading process, while the red curves indicate the changes in permeability, denoted as K, over the course of loading.

IV. Conclusions

This study investigates the potential of geopolymers as a repair material, examining their mechanical strength, permeability, and porosity as critical factors influencing the performance of geopolymer mortars. Through meticulously designed experiments, the bond strength between the geopolymer and Ordinary Portland Cement (OPC) was scrutinized, concurrently observing variations in permeability. The main conclusion are as follows.

The geopolymer mortar under examination demonstrates an average flexural strength of $7.86\,\mathrm{MPa}$ and an average compressive strength of $40.54\,\mathrm{MPa}$. The reported average elastic modulus of the material is

$9.80\,\mathrm{GPa}$, with an average Poisson's ratio of 0.25. These mechanical properties suggest that the geopolymer mortar offers a commendable balance of flexibility and rigidity, making it a suitable candidate for repair applications. The elastic modulus and Poisson's ratio further reveal the material's ability to deform elastically under stress, which is a desirable trait for materials used in restoration, as it can accommodate movements and loading conditions.

The permeability K of geopolymer mortar in its saturated state was found to be approximately $4 \times 10^{-18}\,m^2$, while in a dry state it was approximately $1 \times 10^{-16}\,m^2$. The study observes that an increase in both confining pressure and inlet gas pressure leads to a reduction in the material's permeability. The porosity measurements obtained through Boyle's Law and the vacuum saturation method showed considerable variation, with the former method indicating a porosity of 26.87 % and the latter 18.54 %.

The interface between geopolymer and OPC, when smooth and subjected to a servo-controlled confining pressure of 30 bar, demonstrates an average shear strength of $6.00\,\mathrm{MPa}$. This substantial bond strength highlights the potential of geopolymer as a promising repair material. The shear strength curve is categorized into three distinct phases: the Ascending Phase, the Descending Phase, and the Stable Phase. Throughout these stages, permeability was meticulously monitored, exhibiting a trend that initially shows a slight decline, followed by an increase, and ultimately stabilizing. This pattern of permeability changes aligns with the structural adjustments within the material under varying stress levels, underscoring the dynamic interaction between mechanical strength and fluid transmission capability.

Looking ahead, quantification of interface roughness and simulation studies will be vital to further understand and predict the mechanical interlocking and fluid flow behaviors observed. Additionally, microscopic research at the interface is more conducive to discovering the essence.

References

Alanazi, H., Yang, M., Zhang, D. & Gao, Z. J. (2016), 'Bond strength of PCC pavement repairs using metakaolin-based geopolymer mortar', *Cement and Concrete Composites* **65**, 75–82.

Davidovits, J. (1991), 'Geopolymers: inorganic polymeric new materials', *Journal of Thermal Analysis and calorimetry* **37**(8), 1633–1656.

Duxson, P., Provis, J. L., Lukey, G. C. & Van Deventer, J. S. (2007), 'The role of inorganic polymer technology in the development of 'green concrete'', *cement and concrete research* **37**(12), 1590–1597.

Huseien, G. F., Mirza, J., Ismail, M., Ghoshal, S. K. & Hussein, A. A. (2017), 'Geopolymer mortars as sustainable repair material: A comprehensive review', **80**, 54–74.
URL: *https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1364032117307207*

Laskar, S. M. & Talukdar, S. (2017), 'Preparation and tests for workability, compressive and bond strength of ultra-fine slag based geopolymer as concrete repairing agent', **154**, 176–190.
URL: *https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061817315301*

McLellan, B. C., Williams, R. P., Lay, J., Van Riessen, A. & Corder, G. D. (2011), 'Costs and carbon emissions for geopolymer pastes in comparison to ordinary portland cement', *Journal of cleaner production* **19**(9-10), 1080–1090.

Mirza, J., Durand, B., Bhutta, A. R. & Tahir, M. M. (2014), 'Preferred test methods to select suitable surface repair materials in severe climates', *Construction and Building Materials* **50**, 692–698.

Momayez, A., Ehsani, M., Ramezanianpour, A. & Rajaie, H. (2005), 'Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials', *Cement and concrete research* **35**(4), 748–757.

Phoo-ngernkham, T., Sata, V., Hanjitsuwan, S., Ridtirud, C., Hatanaka, S. & Chindaprasirt, P. (2015), 'High calcium fly ash geopolymer mortar containing Portland cement for use as repair material', *Construction and Building Materials* **98**, 482–488.

Purwanto, Ekaputri, J. J., Nuroji, Indriyantho, B. R., Han, A. & Gan, B. S. (2022), 'Shear-bond behavior of self-compacting geopolymer concrete to conventional concrete', *Construction and Building Materials* **321**, 126167.

Songpiriyakij, S., Pulngern, T., Pungpremtrakul, P. & Jaturapitakkul, C. (2011), 'Anchorage of steel bars in concrete by geopolymer paste', *Materials & Design* **32**(5), 3021–3028.

Suksiripattanapong, C., Horpibulsuk, S., Chanprasert, P., Sukmak, P. & Arulrajah, A. (2015), 'Compressive strength development in fly ash geopolymer masonry units manufactured from water treatment sludge', *Construction and Building Materials* **82**, 20–30.

Zhang, Z., Provis, J. L., Reid, A. & Wang, H. (2014), 'Geopolymer foam concrete: An emerging material for sustainable construction', *Construction and Building Materials* **56**, 113–127.

Raw Earth Concrete: Effect of Formulation on the Toughness

Youssef Shamas[1,2]*, Saber Imanzadeh[1,2], Armelle Jarno[2], Said Taibi[2]

[1] *INSA Rouen Normandie, Normandie Univ, LMN UR 3828, F-76000, Rouen, France*

[2] *Normandie Université, UNIHAVRE, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, CNRS UMR 6294, Le Havre, France*

[3] *New Horizon College, Marathalli. Ring Road, Near Marathalli, Bangalore – 560 103, India*

RESUME classical concrete based on cement is highly responsible of increasing the pollution coming from the construction sector. Hence, the researchers are trying to find a better alternative in form of ecological and economical aspects such as the raw earth concrete. A silt-based concrete is acknowledged since long time now as a good construction material specially for being eco-friendly. This construction material is well known for being available in worldwide, cheap and can be used in different applications. After regaining the attention of the researchers, a standardized method for its use should be reached by defining some fabrication and utilizing rules. Based on this, its behavior should be well understood on studying and enhancing its mechanical properties; in order to replace the highly-grey energy demanding cement concrete available in the market. Nowadays, various researches are done based on the raw earth material to improve its overall properties from mechanical, thermal, hygro-thermal and others. Some of the studied mechanical properties until now are the strength, absolute toughness and ductility of the raw earth material. On the other hand, more mechanical properties should be studied and improved; especially the toughness property. Toughness is well studied for metals but not concerned for the construction material even though its importance and relation to the absorbed energy by the material due to applying load on it before it fractures. The aim of this paper is to restate different toughness definitions used in the literature and relate them to each other with showing the influence of the constituents on these properties.

Mots-clefs Construction materials, Silt-based raw earth concrete, Stress-Strain curve, Strain Energy, Absolute Toughness.

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Pollution is well spread in the whole world, and nowadays all countries are searching for new and green energies or even trying to limit the use of the grey energy. The modern construction materials using concrete and steel are highly energy-intensive in terms of grey energy. Hence a new ecological and economical construction material is required, known as eco-geomaterials for construction, mainly raw earth-based materials with low energy consumption compared to modern material (Damme and Houben, 2017; Gallipoli and Mendes, 2017). Yet, the mechanical properties of the silt-based raw earth material should be well studied and enhanced to obtain the best possible results with the lowest grey-energy consumption to become a better and competing alternative for the

typical cement-based concrete. Some mechanical properties of silt-based material were previously studied like its ultimate compressive strength (Imanzadeh *et al.*, 2018), its ductility(Imanzadeh *et al.*, 2020), its absolute toughness(Shamas *et al.*, 2023) and its hygro-thermal properties (Hamrouni *et al.*, 2022, 2023). Additional mechanical properties of raw earth materials can be studied such as strain modulus and toughness indices. In general, toughness is defined as the ability of the material to withstand impacts and dynamic loads. It is defined as the energy absorbed without cracking or energy needed to slow down the crack's propagation before fracturing.

Studies regarding the toughness of a material were rarely conducted previously except for metals despite its significant role related to the energy captivated by the material under loading before breaking. As much as toughness characteristic of materials is important, many studies were performed on fiber reinforced hydraulic lime mortar (Chan and Bindiganavile, 2010a, 2010b)and fly ash concrete (Golewski, 2019), but studies on toughness for raw earth concrete are rarely conducted.

Furthermore, several experimental studies were considered to quantify toughness characteristic of reinforced concrete (Zhao, Xu and Fan, 1989; Alimrani and Balazs, 2023; Fang *et al.*, 2023) showing that the fibers can absorb energy and improve the toughness index of the samples. Also, others showed that as curing time increases, this load and toughness index increases too; and tire chips acting as aggregates' replacement reduces the inclination in the post peak region improving the material's post failure behavior and increasing its toughness (Guleria and Dutta, 2016). Although reinforced concrete is different from the raw earth material and can't be compared, still the toughness indicators defined for reinforced concrete can be used for earth material too. The uncertainties of experimental tests with three replicates of raw earth concrete samples were analyzed by Shamas et al. (Shamas *et al.*, 2024). Moreover, the relationship between the toughness of a bio-based raw earth concrete material and its ultimate compressive strength is studied by Shamas et al. (Shamas *et al.*, 2023).

This paper studies the absolute toughness of this raw earth material specifying the effect of each constituent of the mixture on this mechanical property.

II. MATERIALS AND METHODS

The raw earth concrete is a mixture of several materials made of soil, binders (cement and lime), flax fibers and water. Natural silt is chosen as a building material for being abundantly available locally. The cement and lime acting as binders are used in the mixture of the raw earth concrete. Where some detailed properties of these binders are acknowledged by Eid 2017(Eid, 2018). Locally extracted flax fibers from the Normandy's region is used in the mixture of this raw earth concrete. Since the Normandy region is responsible for 55% of total production of flax in France, these flax fibers are chosen to be added to the mixture (Abbar *et al.*, 2017). Limited water content is required in the mixture of raw earth concrete to minimize its shrinkage. Superplasticizer additives can be adjoined to the mixture acting as an alternative to preserve the consistency during the manufacturing process of the concrete.

For the mixing process, a laboratory mixer with a capacity of 4 liters is used to obtain homogeneous samples with a random distribution of materials. Imanzadeh et al [2] provide more details.

TABLE 1. *Limit of the constituents used (by mass)*

x_i	Lower Limit (%)	Upper Limit (%)
x_1: Silt	47	75
x_2: Fiber	0.3	0.45
x_3: Water	20	25
x_4: Cement	4	16
x_5: Lime	0	12

For the mixture of raw earth material, three constraints are considered respecting the various constraints from economical and environmental constraints. First, the fundamental constraint: where the weight of the ingredients should sum up to 100% in weight for all the mixtures. Second, economic and ecological constraints limiting the cement percentage in the mixture to a maximum of 16% from the sample's weight, and lime limited to 12% maximum. Moreover, both constituents together, must not exceed the 16% of the total weight of the specimen. Finally, the workability constraint by imposing the fluidity conditions using the concrete slump test fulfilling S3 consistency condition according to the standard NF EN 206-1.

Considering the above conditions, the mixing ranges of the constituents are defined in Table 1, and 25 different formulations are considered varying all constituents at the same time respecting all the constraints defined before.

To ensure the achievement of the majority of the chemical reactions due to binders, a 90 days of curing time is assured by storing the obtained specimens time in controlled laboratory environment (relative humidity RH≈50% and temperature T≈22°C).

TABLE 2. *Constituents of the presented formulations (percentage by mass)*

Formulation	Silt (%)	Fiber (%)	Water (%)	Cement (%)	Lime (%)
I	61.31	0,03?	22.39	16.00	0.00
II	72.80	0,03.?	22.90	4.00	0.00
III	60.63	0,045?	22.92	16.00	0.00
IV	59.43	0.45	24.12	11.21	4.79

After 90 days of curing-time, an axial Unconfined Compressive Strength (UCS) test according to NF P94-420 and NF P94-425 French standards is performed on the cured specimens with different mix proportion. Hence, the toughness parameters are deduced from the applied axial stress versus axial strain curve obtained from UCS test. Using the obtained data from the experiment, the stress-strain curve is drawn for each specimen to study the behavior of the material and the effect of each component on it. Only four formulations are considered in this study that are best representing the other 25 formulations, and their components are presented in Table 2.

Absolute toughness indicates the maximum and total amount of strain energy per unit volume that the material can absorb just before it fractures (Russel Hibbeler, 2017).

The analysis of the plastic behavior of the material using the threshold of 15% of strength loss after reaching the peak was previously validated by Imanzadeh et al. (Imanzadeh *et al.*, 2020).

Hence, in our case, absolute toughness is calculated as the area under the stress-strain curve until reaching a value of 85% of UCS after reaching the maximum. This quantity represents the entire area under the stress-strain diagram considering the strain at threshold of 15% of strength loss after reaching the peak as the maximum studied strain (FIGURE 1).

For the unit of this value obtained it should be in Joules per cubic meter to be as defined energy per unit volume: So, the value obtained from the area under the stress-strain curve is in [MPa]=[N/mm^2] and to change it to kJ/m^3 we have to multiply it by 10^3. T is the total area under the stress-strain curve until reaching 85% of the UCS after reaching the peak.

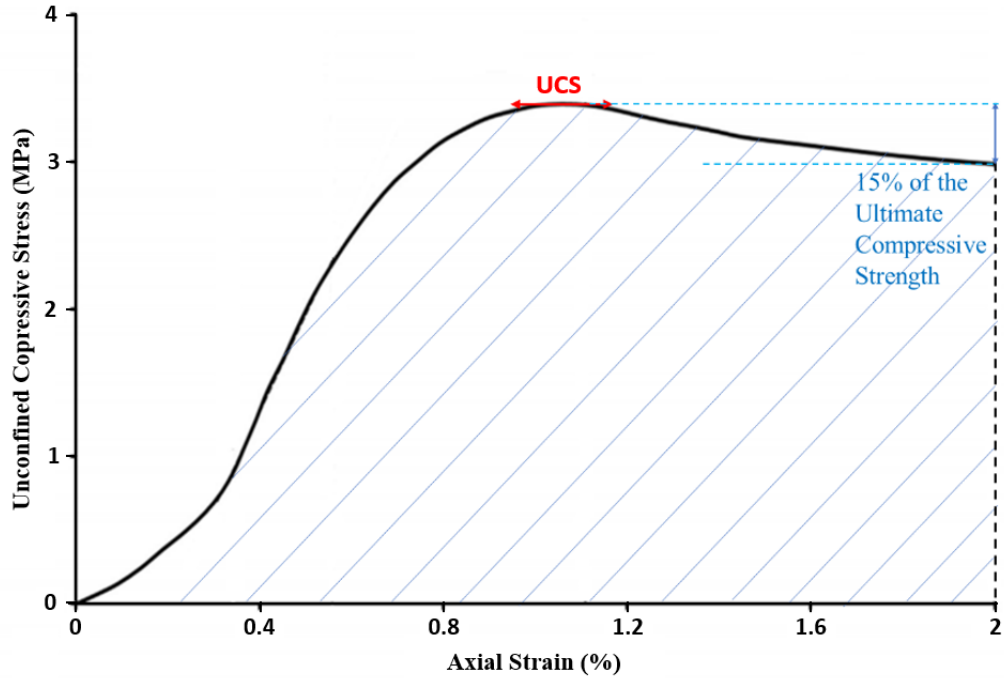


FIGURE 1. Stress vs Strain of raw earth concrete showing its UCS and Absolute Toughness

Toughness index may allow further understanding of the behavior of the material based on comparisons of areas like the linear behavior of the material with respect to its non-linear one.

ACI Committee 544 (544, no date) defined toughness as the measure of the essential amount of energy needed to deflect the reinforced beam used in the modulus of rupture test compared to the energy required to obtain the first crack in the beam.

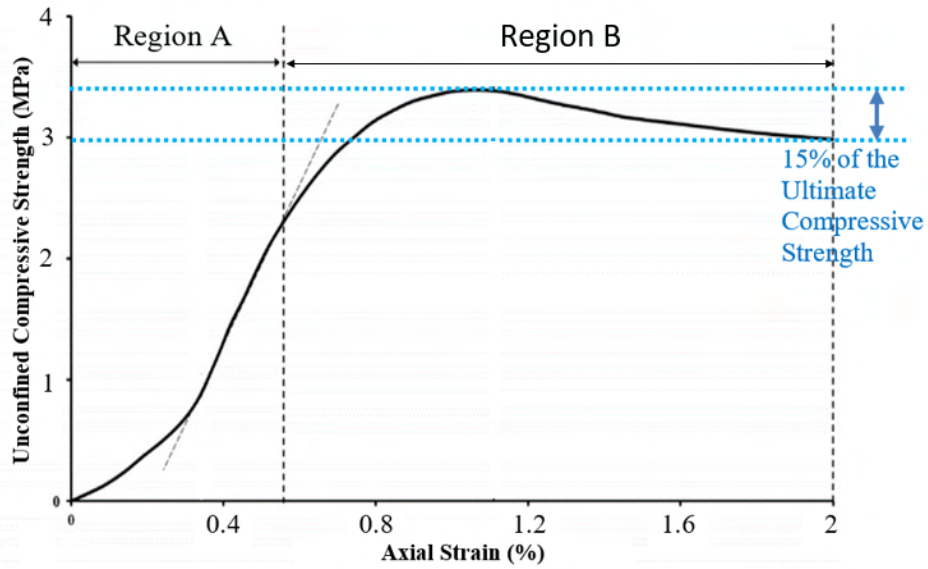


FIGURE 2. Stress vs Strain divided into regions A and B

It is calculated as the area under the load-deflection curve out to total deflection, divided by the area under the load-deflection curve of the specimen up to the first crack strength. Such non-dimensional index helps with comparing the total energy absorbed by the specimen to reach 15% of UCS to that needed to end the linear deformation. In other words, it compares region B to the region (FIGURE 2). This index compares the energy needed for the material to plastically deform to that needed for its linear deformation.

Toughness can be defined by the index t representing the entire area under the stress-strain diagram divided by the area A which is the area under the linear part of the Stress-Strain curve.

Where, t is the toughness index considered and it is the area under the stress-strain curve until reaching a value of 85% of UCS after reaching the maximum divided by that under the linear part of the curve. Describing Non-linear region with respect to the Linear region.

$$t = \frac{(A+B)}{A} = 1 + \frac{B}{A} \qquad \text{(Equation1)}$$

t>2 means non-linear area is greater than the linear region. In other words, the energy needed for the material to deform non-linearly is greater than that needed to deform linearly.

t=2 means the areas are equivalent.

III. MAIN RESULTS AND ANALYSIS

Constituents of the Formulations I and III are listed in Table 3. The clear difference between the two formulations is based on the fiber content and the silt-water contents. Both formulations have the same binders' contents whereas the silt, water and fiber content vary.

TABLE 3. *Components of formulations I and III*

Formulation	Silt (%)	Fiber (%)	Water (%)	Cement (%)	Lime (%)	Water/Cement	Silt/Binders
I	61.31	0,03	22.39	16.00	0.00	1.40	1.31
III	60.63	0,045	22.92	16.00	0.00	1.43	1.55

Even though both formulations are close in the constituents' level, but the stress-strain graphs are different. Where, formulation I is stronger but brittle (breaks rapidly after reaching the maximum strength) and formulation III is more ductile as being able to deform more maintaining its maximum strength for larger range of deformation before it breaks.

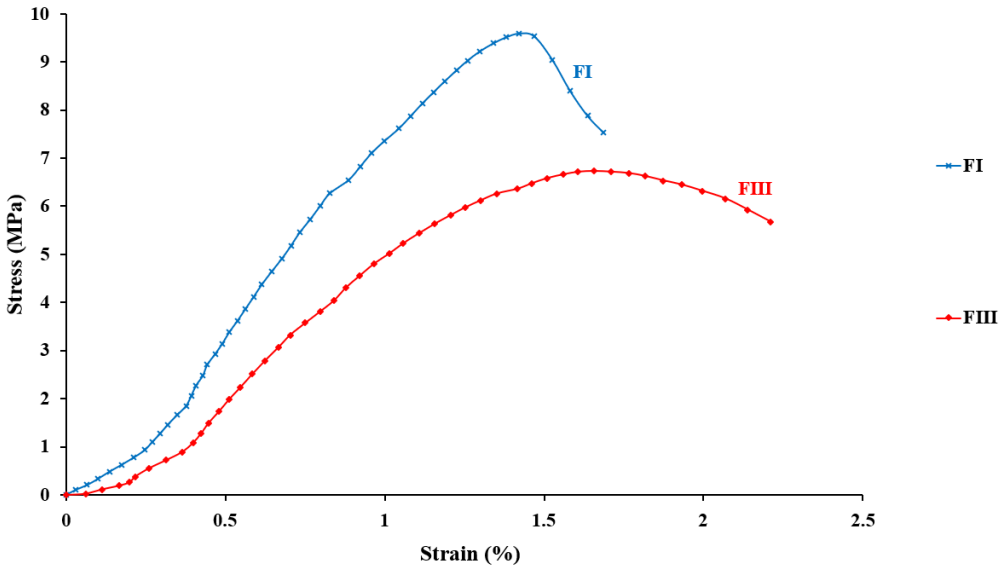


FIGURE 3. Stress vs Strain of formulations I and III

Based on the stress-strain curves presented in FIGURE 3, the observed mechanical properties for both formulations are presented in Table 4.

TABLE 4. *Main affecting components and resulted mechanical properties for formulations I and III*

Formulation	Fiber	Cement	Water/Cement	UCS [MPa]	T [kJ/m³]	t
I	0.003	0.1600	1.3995	9,05	88,67	3.11
III	0.0045	0.1600	1.4323	6,71	98,29	2.07

As a result, formulation I has a lower absolute toughness T due to a smaller area under the considered stress-strain graph and larger toughness index t. Whereas, formulation I has higher UCS and is stronger.

For the unit of this value obtained it should be in Joules per cubic meter to be as defined energy per unit volume:

So, the value obtained from the area under the stress-strain curve is in [MPa]=[N/mm^2], because the vertical axis is in N and the horizontal axis is in mm^2, and to change it to kJ/m^3 we have to multiply it by 10^3.

Table 5 shows the components of formulations II and IV, where the first has lower binders' content and other constituents but larger quantity in silt.

TABLE 5. *Components of formulations II and IV*

Formulation	Silt (%)	Fiber (%)	Water (%)	Cement (%)	Lime (%)	Water/Cement	Silt/Binders
II	72.80		22.90	4.00	0.00	5.72	18.2
IV	59.43	Please correct	24.12	11.21	4.79	1.66	4.2

FIGURE 4 shows the stress-strain graph of these two latest formulations.

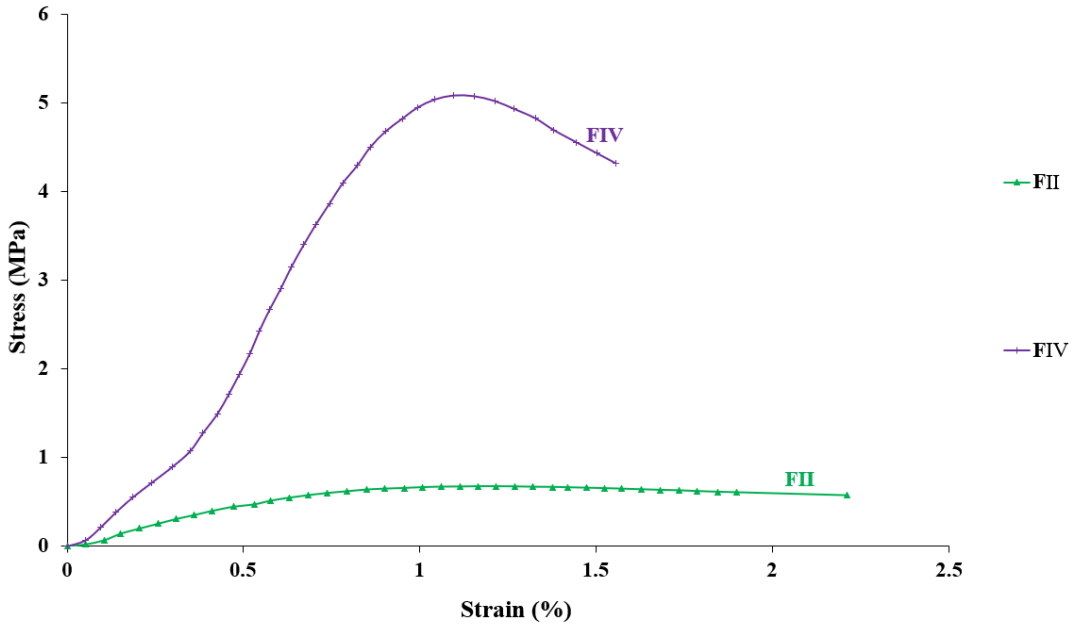


FIGURE 4. Stress vs Strain of formulations II and IV

Table 6 shows the major components and the mechanical properties of the formulations II and IV.

TABLE 6. *Main affecting components and resulted mechanical properties for formulations II and IV*

Formulation	Fiber	Cement	Water/Cement	UCS [MPa]	T [kJ/m^3]	t
II	0.0030	0.0400	5.7241	0.67	11.81	11.25
IV	0.0045	0.1121	1.6626	5.06	50.68	3.86

Formulations II is more ductile where it doesn't break easily and deforms a lot but has very low strength and is then not suitable for construction material. While formulation IV has significant strength with higher area under the stress-strain curve giving it higher absolute toughness T and lower toughness index t.

As overall the highest absolute toughness T and lowest toughness index t is obtained by formulation III and the opposite is obtained by the formulation II. Hence, the formulation III is the toughest formulation with having respectively high strength and high ductility at the same time increasing its toughness ability due to the existence of the binders and silt quantities in balanced manner.

Material with very low cement content causes the material to lose its ability to withstand high loads and hence its toughness is very low. The higher the cement content, the higher the toughness of the material is. Until reaching the maximum cement content used of 16% due to the constraints considered, T increases showing that cement has high influence on this property but it is not the only influencing constituent.

As the water to cement ratio increases in the specimen, increasing the material's fluidity and hence losing its combined structure, causes the toughness to decrease. As this ratio is below 2, it gives a well combined structure having high toughness T above 50kJ/m^3, whereas, the increase in this ratio where water is more than the cement that act as a binder, the material fluidity increases and decreases its toughness to reach a minimum of 11kJ/m^3 for a formulation having water/cement of 6.

IV. Conclusion

Toughness is a very important characteristic to be studied in a material, to obtain a tough material that can withstand high loads and maintain its behavior at the same time at large strains. A tough material ensures the durability of the material.

The effect of the constituents on the absolute toughness of the raw earth concrete was observed by plotting the changes in the mean values of the absolute toughness T calculated for each formulation as function of the different constituents. The most interesting constituents that had the greatest influence on this property are cement, water/cement and silt/binders ratios.

Varying the cement content in the material, showed high effect on its toughness but should be verified with design of experiment that has been proved by other papers as suitable method to obtain optimal formulation having relatively good mechanical properties. All the data analyzed should be validated by the design of experiment to optimize the mechanical properties required.

The main of this study is a trial to define a new property that can define both compressive strength of a material with its ductility property and modulus at the same time. So, the aim is to define a material with only one mechanical property that replaces 2 or 3 other properties.

REFERENCES

544, A.C.I.C. (no date) 'Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete', *ACI Journal Proceedings*, 75(7). Available at: https://doi.org/10.14359/10941.

Abbar, B. *et al.* (2017) 'Experimental investigation on removal of heavy metals (Cu2+, Pb2+, and Zn2+) from aqueous solution by flax fibres', *Process Safety and Environmental Protection*, 109(June), pp. 639–647. Available at: https://doi.org/10.1016/j.psep.2017.05.012.

Alimrani, N.S. and Balazs, G.L. (2023) 'Toughness and stiffness of fibre reinforced concrete in terms of shear capacity', *Construction and Building Materials*, 389(December 2022), p. 131711. Available at: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131711.

Chan, R. and Bindiganavile, V. (2010a) 'Toughness of fibre reinforced hydraulic lime mortar. Part-1: Quasi-static response', *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 43(10), pp. 1435–1444. Available at: https://doi.org/10.1617/s11527-010-9598-4.

Chan, R. and Bindiganavile, V. (2010b) 'Toughness of fibre reinforced hydraulic lime mortar. Part-2: Dynamic response', *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 43(10), pp. 1445–1455. Available at: https://doi.org/10.1617/s11527-010-9599-3.

Damme, H. Van and Houben, H. (2017) 'Cement and Concrete Research Earth concrete . Stabilization revisited', *Cement and Concrete Research* [Preprint]. Available at: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.035.

Eid, J. (2018) 'New construction material based on raw earth: cracking mechanisms, corrosion phenomena and physico-chemical interactions', *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 22(12), pp. 1522–1537. Available at: https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1373707.

Fang, M. *et al.* (2023) 'Toughness improvement mechanism and evaluation of cement concrete for road pavement: A review', *Journal of Road Engineering*, 3(2), pp. 125–140. Available at: https://doi.org/10.1016/j.jreng.2023.01.005.

Gallipoli, D. and Mendes, J. (2017) 'A geotechnical perspective of raw earth building'. Available at: https://doi.org/10.1007/s11440-016-0521-1.

Golewski, G.L. (2019) 'Estimation of the optimum content of fly ash in concrete composite based on the analysis of fracture toughness tests using various measuring systems', *Construction and Building Materials*, 213, pp. 142–155. Available at: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.071.

Guleria, S.P. and Dutta, R.K. (2016) 'Tensile Strength and Toughness Index of Flyash-lime – gypsum Mixed with Dry/Treated Tire Chips', *Procedia Environmental Sciences*, 35, pp. 629–638. Available at: https://doi.org/10.1016/j.proenv.2016.07.053.

Hamrouni, I. *et al.* (2022) 'Hygro-thermal properties of raw earth building material', (September), pp. 1–5. Available at: https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.20.

Hamrouni, I. *et al.* (2023) 'Water vapor permeability of flax fibers reinforced raw earth: Experimental and micro-macro modeling', *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 27(10), pp. 3020–3039. Available at: https://doi.org/10.1080/19648189.2022.2123857.

Imanzadeh, S. *et al.* (2018) 'Formulating and optimizing the compressive strength of a raw earth concrete by mixture design', *Construction and Building Materials*, 163, pp. 149–159. Available at: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.088.

Imanzadeh, S. *et al.* (2020) 'Ductility analysis of vegetal-fiber reinforced raw earth concrete by mixture design', *Construction and Building Materials*, 239, p. 117829. Available at: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117829.

Russel Hibbeler (2017) *Mechanics of Materials Tenth Edition in SI Units*.

Shamas, Y. *et al.* (2023) 'Toughness and Ultimate Compressive Strength of Bio-Based Raw Earth Concrete', in, pp. 310–323. Available at: https://doi.org/10.1007/978-3-031-33465-8_25.

Shamas, Y. *et al.* (2024) 'Uncertainties About the Toughness Property of Raw Earth Construction Materials', in, pp. 16–29. Available at: https://doi.org/10.1007/978-3-031-47036-3_2.

Zhao, J., Xu, P. and Fan, C. (1989) 'Investigation of the toughness and compressive toughness index of steel fiber reinforced concrete', *Transportation Research Record*, (1226), pp. 88–93.

Behaviour of a protective coating for bio-based materials used for energy rehabilitation regarding salt attack

Oumayma Bahou[1], Brahim Ismail[1], Naima Belayachi[1]

[1] *Univ-d'Orléans, Univ-Tours, INSA-CVL, LaMé-EA74494, 8 rue Léonard De Vinci, 45072 Orléans, France*

Abstract. This study focuses on the behaviour of three lime-based coatings against salts attack intended to protect straw biobased insulation composites as part of an energy retrofit of building. Salts are among the main causes of mortar degradation. Their sources are various between interior ones as mortar constituents and mixing water, and others external as groundwater in contact with gypseous soils, rainwater polluted by sulfur dioxide or di-icing salts that infiltrate the coating by capillary actions or by spaying. In this paper ageing tests are carried out by total immersion in salt solution to expose the samples to salts attack by using sodium sulfate and sodium chloride solutions. The studied mortars are composed by lime, calcareous sand and two additives used also in the biobased insulation materials. The reference mortar without additives is used to highlight the effect of the two additives (air entrainer and casein protein). The third mortar is used with the addition of a small percentage of fine straw about 7.5 %. This percentage allows the optimized mortar to meet all criteria for an insulation coating. The results show that the coating with straw and additives is more resistant than the one that is based on the reference mixture without additives, even when ageing tests are carried out with the most aggressive sodium sulfate solution. This resistance is linked to the induced porosity of the mortars which minimizes the crystallization pressure.

Keywords. Lime, straw, salt attack, biobased insulation materials, rehabilitation

Presentation format. Oral presentation

I. INTRODUCTION

The energy rehabilitation of old buildings with a high quality of the building envelope are two important actions of the global and national strategy for the reduction of energy consumption of buildings. In response to this problem of energy rehabilitation and the reduction of environmental impact, the development of insulation materials and their protective coatings has been of particular interest. The challenge is to design lightweight materials with both exceptional insulation performance and durability against environmental and use conditions. Several biobased insulation materials have been proposed using local plant aggregates [1-5]. These bio-based insulators often need a coating both for aesthetic and long-term functionality of the building façade. They play the role of protectors of the buildings against external aggression and are therefore the most exposed to it. Several research works have been carried out to improve the

performances of the different types of mortars by studying different parameters as the nature of the binder [6-7], the mortars composition and aggregates [8] and the incorporated additives used to improve the behaviour of the mortars facing specific degradations [9-10]. The facades coating are exposed to wetting-drying, freezing-thawing and salts crystallization. Therefore, the study of their durability against these aggressive conditions requires not only a good knowledge of the main degradation factors but also a good understanding of the resulting damage and its effect on the mortar properties [11-12].

In this experimental investigation, we are interested in studying the behaviour of three lime-based coatings against salt attacks. These coatings were developed to protect bio-based materials intended for the energy rehabilitation of buildings [2]. The studied mortars have been developed using additives that increase their porosity to ensure continuity of the hygrothermal transfer of the multi-layer wall. The addition of hemoglobin or a quantity of straw fibers leads to an increase in porosity of 45 % compared to the reference mortar [1]. For accelerated aging tests by salt attack in the laboratory, NaCl and Na2SO4 salts are used by total immersion. The porosity induced by the additives has significantly improved the resistance to chemical attack of the mortars.

II. MATERIALS AND METHODS

2.1. Sample preparation

The different studied mortars are optimized in the framework of the PHD thesis of Brahim Ismail [1]. The samples are prepared by using the preformulated lime (Tradical PF 70). It consists of 75 % aerial lime, 15 % hydraulic lime and 10 % pozzolana. The sand used in this study a fine calcareous sand 0/0.8 mm characterized by (D50=0.12 mm, Cu=1.5) and Solid density of 2710 kg/m^3. This sand was chosen with the company VEGA which is a partner in research project and specializes in the production of pre-formulated mortars. By using the spread test, the water/binder (W/B) mass ratio was set at 0.66 with a binder/sand mass ratio of 0.5. Two additives used to optimize the properties of the biocomposites were also added here to improve the properties of mortars which are hemoglobin (AE) and casein (C) [2]. The air entrainer was used to promote the porosity of the protective mortar, and the casein to improve their mechanical strength and their adhesion on the biobased substrates.

With the aim of selecting the appropriate percentages of the two additives for optimal interaction and create a high level of porosity of the mortar at fresh state, a hydrostatic weighing test was conducted after the mixture phase until stability. The general principle of this method proposed by Loukili et al. [13] consists to measure the change in volume of a sample immediately after the casting by hydrostatic weighing. The first step is to introduce a sample of mortar into a flexible, impermeable latex membrane, so that it can follow the volume deformations of the sample. The assembly is then immersed in a basin filled with water and connected to a balance (precision = 0.0001 g) by a nylon thread (Fig. 1). The change in volume is reflected by a change in the mass of the material immersed in water. For example, if the material swells, the buoyancy increases, and the balance registers a decrease in the apparent mass of the sample.

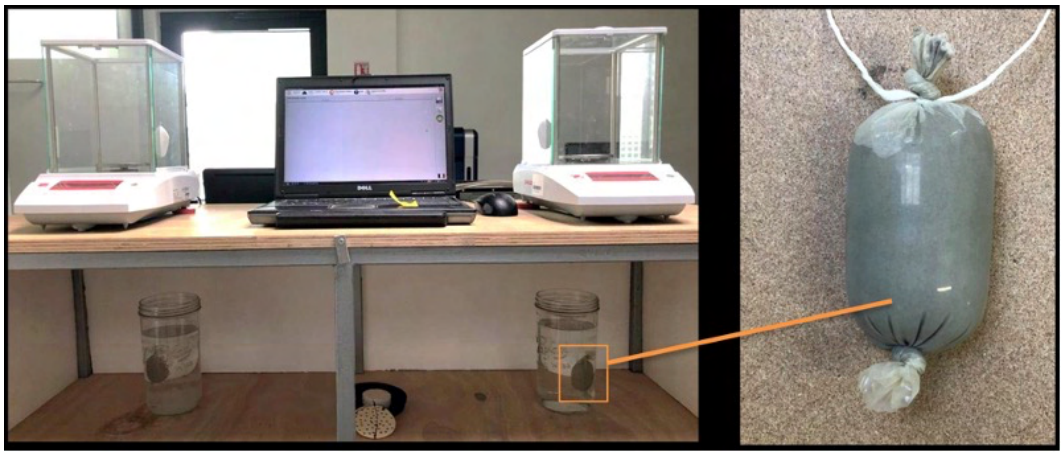
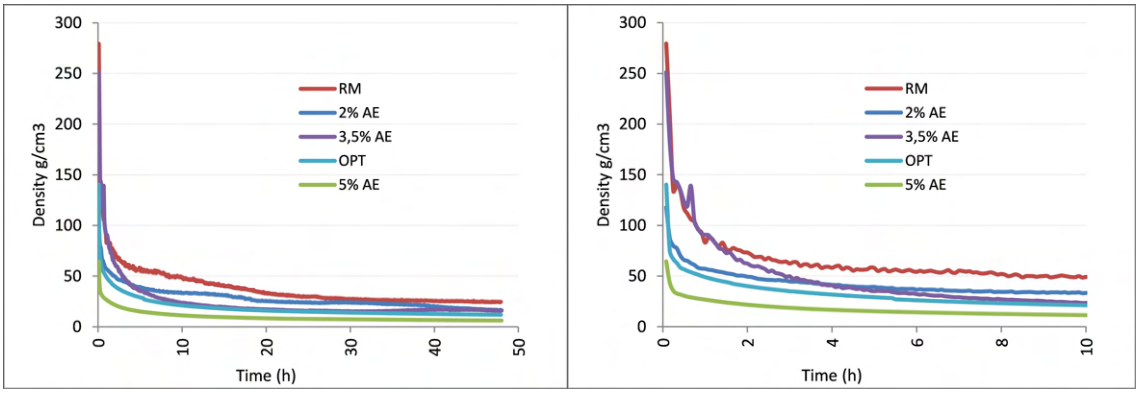


FIGURE 1. **Measurement of volume change by hydrostatic weighing.**

For the first additive, which is an air entrainer, we can see from (Fig. 2) its effect in creating porosity in the mortar, which is shown by the low density values compared to the reference mortar (RM). With 2% of AE, the reduction in density is 34% compared with the control mortar. This difference rises to 36% when the percentage is increased to 3.5% and to 75% with 5% of AE.

Furthermore, from the curves obtained, the mortars have a high initial density value, which means that the air entrainer did not affect the porosity during mixing with a behaviour similar to that of the control mortar. This contradicts the results found by Brahim Ismail (2020) [1] who found that the mortar with Air-Entrainer (AE) had a foam appearance after mixing. The mortar experienced a growth in porosity during its preparation. It is possible to explain this difference by the small quantity of mortar prepared, which did not allow generation of pores during mixing, or the high ambient temperature, which influenced the mixing process.



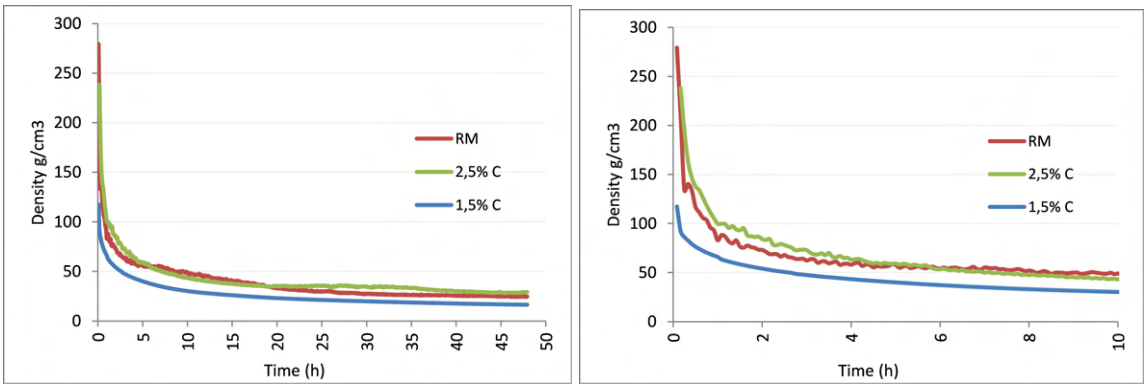


FIGURE 2. **Effect of the two additives (AE and Casein) on the evolution of mortar density for 48h and 10h.**

Figure 2 shows also that the second additive (casein: C) has a limited effect on the behaviour of the mortar. By adding 2.5% of this additive, the curve is the same for the reference mortar (RM). This means that the percentage of additive did not lead to any porosity in the mortar, on the contrary it caused a slight reduction in its volume. This reveals the fixative nature of this additive, which will subsequently increase the mechanical strength of the mortar and therefore achieve the desired function of its use.

After studying the effect of the different combinations of the two additives, the optimal mixture with the highest porosity (OPT) is the one with 5% of air entrainer (AE) and 2.5% casein (Fig. 2).

Table 1 presents the composition of the three mortars selected for this study (Table. 1). One without additives (Reference-RM), one with both additives by using a percentage of each additive allowing to benefit from the effect of hemoglobin and casein together (Optimal-OPT), and one with the additives and 7.5 % of fine straw (OPTF). The straw was crushed to obtain fibers with size less than 1 cm and added to improve the thermal conductivity of the coating. This cereal straw used was harvested in the north of the Region Centre Val de Loire. It is wheat straw that has hygroscopic behavior with an important water absorption [1]. Before his introduction in mixture, the straw is dried in the oven at 50°C until stability of mass.

Table 1. Studied mortars and their mixture proportioning

Mortar	W/B	B/Sd	AE/B	C/B	Straw (%)	Porosity (%)
RM	0.66	1	-	-	-	45
OPT	0.58	1	0,05	0,025	-	66
OPTF	0,58	1	0,05	0,025	0.075	68

W: water, B: Binder (lime), S: Straw, AE: air entraining agent, C: casein protein, Sd: sand

After the mixing protocol, samples of 4 x 4 x16 cm^3 were manufactured in clean and oiled molds (Fig.3). The mixing protocol was adjusted after some preliminary tests. It consists of adding the dry components (lime, sand, additives) and mixing for 3 minutes using a speed of 140 rpm. Then, the addition of water is done progressively in three times, mixing for 5 minutes at the same speed. Finally, the mortar is mixed for 3 minutes at a speed of 285 rpm. For mortar containing fine straw,

the protocol is different. Only 80 % of the quantity of water is added in the first time. Then, adding the pre-wetted straw with the remaining 20 % of water. At the end, the mixing continues for 5 minutes at the speed of 140 rpm (Fig. 3).

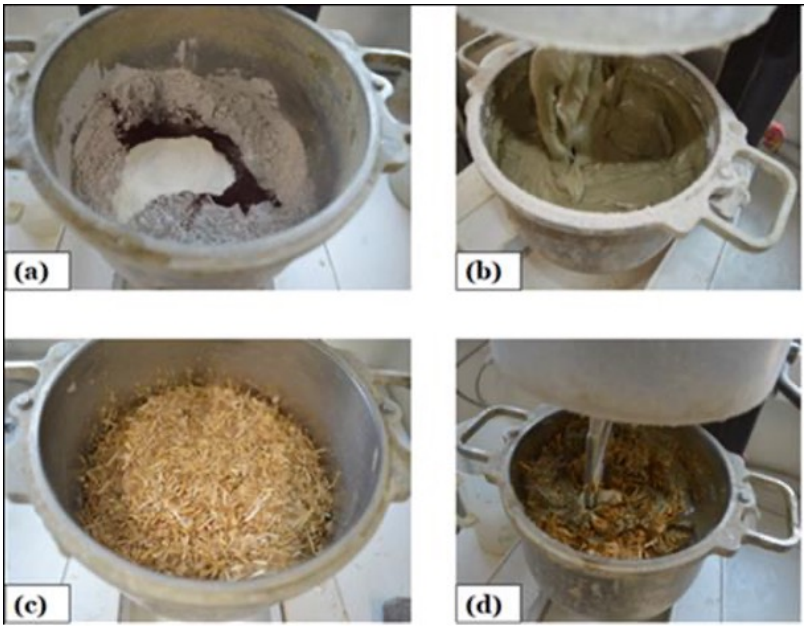


FIGURE 3. **Mixing protocol and sample preparation: (a) Introduction of lime and additives, (b) mixing of dry component with water, (c) prewetted straw, (d) Addition of straw and final mixing.**

2.2. Salt attack test

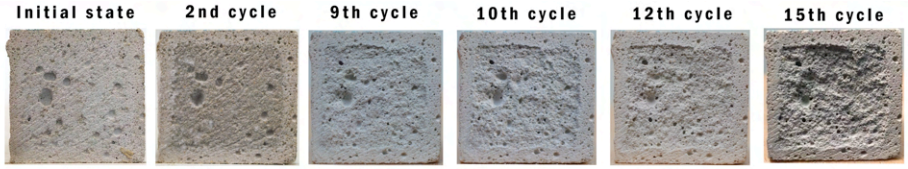
To evaluate the mortar resistance to salts attack, the ageing protocol based on the total immersion of the cubic samples of 4 cm of side. Salt solutions of Na_2SO_4 and NaCl are prepared with a concentration of 14%. The choice of sodium sulfate is due to the important damage it causes to porous materials and its presence in significant quantities in soils and groundwater.

The test consists in immersing the samples in the two salt solutions according to the standard (EN 12370) [14-15]. The immersion/drying cycle is carried out by the immersion in the salt solution at 20°C for 2 hours, drying in an oven at 105°C for 20 hours and finally cooling to 20°C for 2 hours before the next cycle. The test is followed by weighing and photographic observation of the samples.

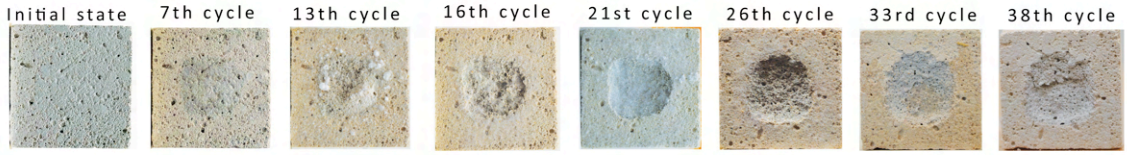
III. RESULTS AND DISCUSSION

Fig. 4 shows the state of degradation of samples immersed in the NaCl solution for the three studied coatings. From this comparison, it is to be noted that the age of the samples or the curing time before ageing has considerably slowed down the cycle of appearance of degradation, especially for the optimal mortar with and without straw fiber. The cycle of appearance of the first degradation increased from 3 to 7 for the reference mortar with an important final degradation up

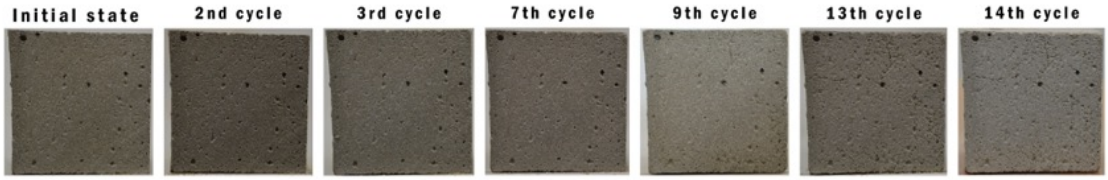
to 15 and 40 cycles respectively after 1 and 3 months of cure. This behaviour is associated to the carbonation rate which evolves according to the age of the mortars. In fact, lime-based coatings are subject to the phenomenon of carbonation during their lifetime, which produces calcium carbonates that change the mineral structure of the mortar and consequently its mechanical performance and chemical resistance as discussed by other authors [12, 16, 17]. The two mortars with the additives (Optimal mortar) and with the fibers show a remarkable resistance with only some micro-cracks and a very slow degradation that begins on the edges of the samples, while the reference mortar subjected to a surface degradation that begins in the middle and propagates to the end with a loss of material. The behaviour of the optimal mortar has a better chemical resistance where we can hardly detect any changes in the external aspect. It seems that the additives have favored the carbonation process.



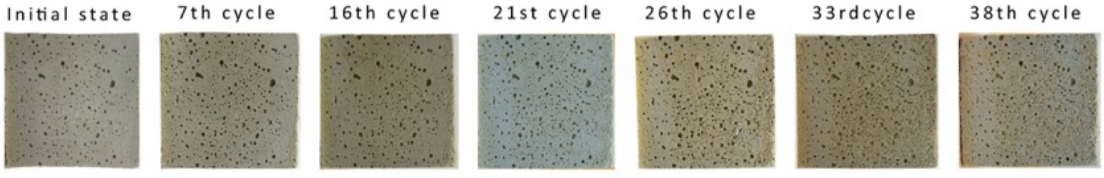
Reference mortar tested after 1 month



Reference mortar tested after 3 month



Optimal mortar tested after 1 month



Optimal mortar tested after 3 month

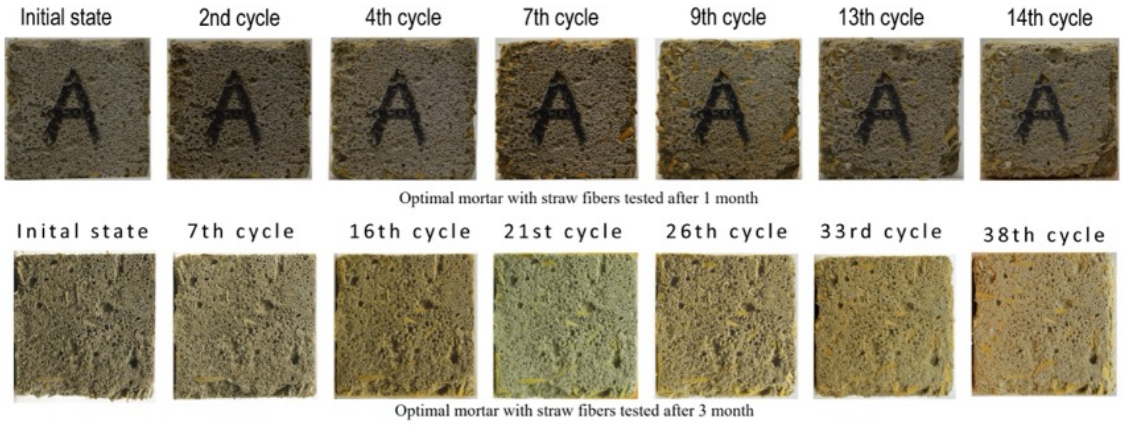


FIGURE 4. **Effect of NaCl solution on the aspect of the different mortars**

As noted above, we have in a second time studied the behaviour of mortar with a more aggressive salt the sodium sulfate. The evolution of the normalized mass (ratio between the mass of the sample and its initial dry mass) as a function of the number of immersion/drying cycles by using sodium sulfate is illustrated in Fig. 5.

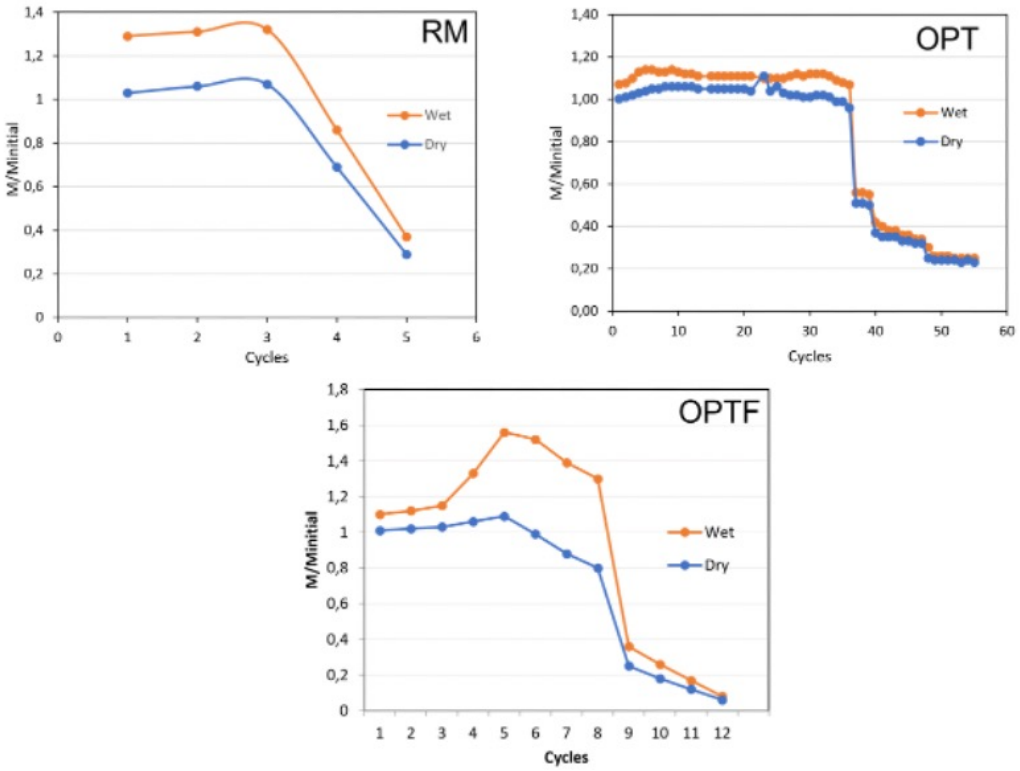


FIGURE 5. **Mass loss evolution of the three mortars after immersion cycles in sodium sulfate for 1 month curing.**

The results clearly show that among the studied mortars, the optimal mixture with additives has the best behaviour against salt attack. In fact, the admixture of the additives to the reference morta allowed on the one hand to slow down its mass loss until after the 37th cycle and on the other hand to increase its capacity to overcome the immersion cycles from 5 to 55. This behaviour is more than sufficient to meet the number of required cycles according to the standard EN 12370. We have therefore gone from a mortar that is not resistant to sodium sulfate to another that is more resistant to chemical attack.

This increase in chemical resistance can be associated to the action of the air-entrainer additive that generate porosity in the mortar. Therefore, the mortar became able to accumulate more salt without reaching great internal pressures that causing cracks. This improvement can also be explained by the effect of the second additive (the casein) that increased the mechanical strength of the mortar allowing it to support pressures generated by the crystallization of the salts.

The state of the material degradation shown in Figure 6, illustrate the aggressive action of sodium sulfate and the different effect on the three coating mortars. The addition of the fine vegetable fibers also shows a brittle behaviour despite the induced porosity. It should be noted here that this form of porosity does not promote the improvement of chemical resistance.

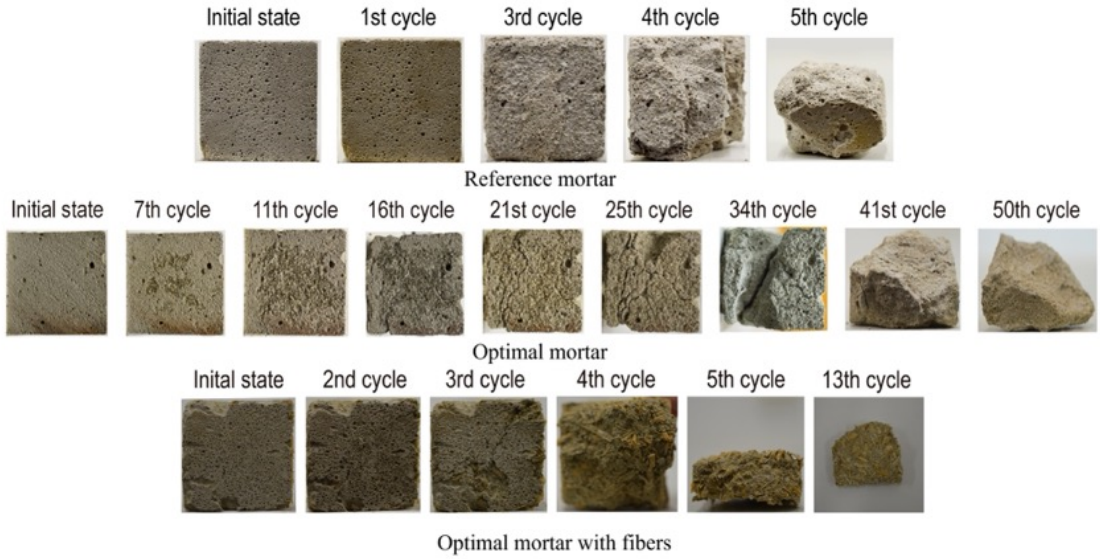


FIGURE 6. Effect of Na_2SO_4 **solution on the aspect of the different mortars after curing time of 1 month.**

IV. CONCLUSION

The objective of this investigation is to propose efficient and sustainable protective coatings for bio-based insulation materials. The effect of the porosity created by the additives show their potential to increase the chemical resistance. For the two used protocol, the results showed that:

- The sodium sulfate Na_2SO4 are more aggressive than the sodium chlorides NaCl, and this is confirmed by the considerable cracks and loss of mass and slight cracks caused by NaCL. The mortars studied are therefore more resistant to NaCL attack than to Na_2SO4.

- The effect of the additives was noticed by the high resistance of the optimal mortar to Na_2SO4 attack when compared to the reference mortar which was destroyed after 6 cycles. The addition of fine fibers is effective, but its effect remains low against Na_2SO4 by comparing with NaCl.

- The increase in chemical resistance after the addition of the additives can be explained by the porosity created by hemoglobin, which decreased the severity of the internal crystallization pressures. Also, this increase can be justified by the increase in the mechanical strength of the mortar by casein.

In the continuity of this work, the study of the system (coating and insulation material) will be carried out to prove the protective role of the developed mortars under climatic variations (wetting-drying cycles, freezing-thawing, high temperature).

V. REFERENCES

1. Brahim Ismail, 2020. Contribution to the development and optimization of a protective biobased-coated composite system for thermal insulation of buildings. (PhD Thesis) University of Orleans. Orleans, France.
2. Ismail B.,. Belayachi N., Hoxha D. 2020: Optimizing performance of insulation materials based on wheat straw. lime and gypsum plaster composites using natural additives. Construction and Building Materials. 254-118959. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118959
3. Chung T. J., Park J. W., Lee H. J., Kwon H. J., Lee Y. K., Tai Y. T. W. 2018: The improvement of mechanical properties, thermal stability and water absorption resistance of an eco-friendly Kenaf biocomposite using acetylation. Applied sciences, 8, 376, 2018. https://doi.org/10.3390/app8030376
4. Corrado C., Serra V., Dutto M. 2016: An integrated design approach to development of a vegetal based thermal plaster for buildings energy retrofit. Energy and building, 124, 46-59, 2016. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.03.063
5. Walker R., Pavia S. Mitchell R. 2014: Mechanical properties and durability of hemp-lime concrete. Construction and building materials, 61, 340. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.065.
6. Silva B. A., Ferreira Pinto A. P., Gomes A. 2014: Influence of natural hydraulic lime content on the properties of aerial lime-based mortars. Construction and building materials. 72, 208-218. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.010.
7. Gulbe L., Vitinab I., Setina J. 2017: The influence of cement on properties of lime mortars. Procedia engineering. 172, 325-332. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.030.
8. Scannell S., Lawrence M., Walker P. 2014: Impact of aggregate type on air lime mortar properties. Energy Procedia. 62, 81-90. https://doi.org/10.1016/j.egypro.2014.12.369.
9. Pham N.-P., Toumi A., Turatsinze A. 2019: Evaluating of rubberized cement-based composites under aggressive environments. Construction and building materials. 217, 234-241. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.05.066
10. Granneman S. J. C., Lubelli B., Van Hees R. P. J. 2019: Effect of mixed in crystallization modifiers on the resistance of lime mortar against NaCl and Na2SO4 crystallization. Construction and building materials. 194, 62-70,

https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.006.
11. Santhanam M., Menashi D. C., Olek J. 2003: Mechanism of sulfate attack: a fresh look, Part 2. Proposed mechanisms. Cement and concrete research, 33, 341-346. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00958-4.
12. Basu P., Chandra Gupta R., Agrawal V. 2020: effect of carbonation on the mechanical and durability properties of sandstone modified self compacting concrete. Materials today. 32, 686-691. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.03.212
13. Ahmed Loukili, David Chopin, Abdelhafid Khelidj, Jean-Yves Le Touzo, 2000. A new approach to determine autogenous shrinkage of mortar at an early age considering temperature history, Cement and Concrete Research, 30, Issue 6, https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00241-6.
14. Beck K., Al-Mukhtar M. 2010: Evaluation of the compatibility of building limestones from salt crystallization experiments, *Geological Society of London*, 333, 111-118,2010. DOI: 10.1144/SP333.11
15. EN 12370, 1999 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination de la résistance par un essai de cristallisation des sels.
16. Arandigoyen M. Bicer-Simsir B., Alvarez J.I., Lange D.A. 2006: Variation of microstructure with carbonation in lime and blended pastes. Applied surface science 252, 7562-7571. https://doi.org/10.1016/j.apsusc.2005.09.007.
17. Arandigoyen M., Alvarez J.I. 2007: Pore structure and mechanical properties of cement-lime mortars. Cement and concret research. 37, 767-775. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.02.023.

Etude préalable au développement d'une méthode d'écoconception de mycomatériaux pour les bâtiments

Julien Chamoin[1,3], Maelys Tamboise[2], Benjamin Legrand[2], Mathilde Bétrémieux[3]

[1] *Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, Univ. Artois, Junia, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France*

[2] *Junia, Agriculture & Landscape Sciences, F59000 Lille, France*

[3] *Junia, Building and Urban Environment, F59000 Lille, France*

RESUME L'objectif de cette étude est d'établir une méthodologie pour mener des expérimentations sur les mycomatériaux. Au-delà de leurs utilisations bien connues dans les domaines gastronomiques et médicinales, les champignons peuvent également présenter un intérêt majeur en tant que liant pour amalgamer les particules de substrat (composées de déchets agricoles, forestiers et/ou industriels). Cette capacité à agir comme un liant permet aux mycomatériaux de se structurer de manière autoportante, constituant ainsi un matériau à la fois novateur et prometteur pour de nombreux domaines. Cette propriété a été exploitée avec succès par l'entreprise Ecovative, qui a développé des emballages et des matériaux de construction durables en exploitant les caractéristiques des champignons, à partir de chènevottes, de chanvre et de mycélium de *Ganoderma lucidum* (Reishi). Les expérimentations de cette étude s'articulent autour de différents substrats tels que les chènevottes et les sciures de bois, combinés à trois souches de champignons : le *Pleurotus oestratus* (Pleurote), le *Ganoderma lucidum* (Reishi) et le *Fomes fomentarius* (Amadouvier). Les résultats obtenus seront ensuite comparés avec le protocole de fabrication établi par Ecovative.
Dans l'ensemble, cette étude a permis d'apporter des conclusions concernant les perspectives d'expérimentation sur les mycomatériaux. Il apparaît que le pleurote ne semble pas être la souche la plus adaptée pour une utilisation dans le domaine de la construction, tandis que le reishi et l'amadouvier présentent des résultats plus prometteurs. Ces derniers se distinguent par une colonisation rapide et une résistance satisfaisante du mycomatériaux ainsi élaboré, suggérant ainsi leur potentiel pour des applications constructives et durables.
Mots-clefs mycomatériaux, champignon, substrats, biomatériaux

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

À l'aube d'une ère où les enjeux climatiques prennent une importance capitale, la nécessité de transformer notre approche vis-à-vis de la construction se profile comme un impératif. La réduction de notre consommation d'énergie, l'amélioration de l'isolation des structures et l'utilisation de matériaux à faible empreinte carbone sont devenues des priorités pour atténuer les impacts du changement climatique. La réduction de l'empreinte carbone anthropique est ainsi indispensable

pour garantir des conditions de vie viables à l'échelle mondiale. Il lui faut donc repenser son utilisation des ressources fossiles qui sont non seulement limitées mais aussi polluantes.

De manière globale, en 2023, le bâtiment représente 43% des consommations d'énergie contre 32% pour les transports, 23% pour l'industrie et 2% pour l'agriculture (INSEE, 2023). Sur ces 43%, le CVC (Chauffage, Ventilation et Climatisation) représente 73%, la production d'eau chaude sanitaire 12%, la réfrigération 6%, la cuisine 4% et l'éclairage et autres 5%. Le secteur du bâtiment, qui émet 25% des gaz à effet de serre (GES) en France, dont 18% sont liés à l'exploitation des bâtiments, doit s'engager vers une transition des pratiques plus respectueuses de l'environnement afin de réduire son impact climatique. (INSEE 2022).

En France, l'adoption de la RE2020, du décret tertiaire, de la loi sur la Transition Énergétique et du Plan Climat souligne l'importance croissante accordée à la réduction de l'empreinte carbone et à l'amélioration de l'efficacité énergétique. Ces lois visent à encourager la décarbonation des matériaux et des produits, et encourage également la rénovation énergétique des bâtiments pour diminuer les dépenses énergétiques en exploitation. Par conséquent, les matériaux biosourcés tels que les bétons de chanvre, le torchis, l'isolation de chanvre et la fibre de bois retrouvent leur place dans le secteur de la construction (Vandelook, 2021 ; DICOM, 2023[1]).

L'utilisation de matériaux biosourcés, voire de biomatériaux encore peu connus - comme les champignons - serait bénéfique dans le contexte de la transition écologique. En effet, ces ressources offrent des solutions favorisant la création de produits écologiques et responsables. Les mycomatériaux peuvent être naturels ou formulés avec une faible quantité de gypse ou de chaux, ce qui les rend compostables après usage. De plus, leur production ne nécessite que peu d'énergie, étant donné que le mycélium se développe à une température de 25 degrés Celsius (Appels et al, 2019). Des entreprises comme Ecovative® proposent des matériaux exploitant les propriétés des champignons (FIGURE 1). Il est intéressant de chercher à se rapprocher d'un matériau similaire tel qu'un matériau d'Ecovative. Cependant, le développement de mycomatériaux ouvre de nouvelles perspectives dans différents domaines avec une multitude d'applications : du packaging (Ecovative Design, Mushroom Packaging), au cuir végan (Mylo, Bolt Threads, Mycoworks), en passant par la décoration et le mobilier (Permafungi, Ecovative). Les mycomatériaux ont également été testés dans des projets de construction (The Exploded View Beyond Building, Biobased Créations, la tour architecturale de David Benjamin à New York). Grâce à la structure poreuse du mycélium, ces matériaux présentent des propriétés de résistance thermique intéressantes, comparables à celles de la fibre de verre ou de mouton (Girometta, 2019).

Cette étude vise à élaborer une méthodologie pour créer un matériau qui se rapproche des caractéristiques du bloc Ecovative®[2]. Après la mise en place d'un protocole d'inoculation, plusieurs méthodes seront employées pour suivre la colonisation des blocs, et déterminer la souche de champignon qui se développe le plus rapidement. Ce critère est important car dans une optique de développement industriel, il est plus rentable de travailler avec des souches de champignons à croissance rapide (e.g. temps d'occupation réduit pour l'espace de production). Il est probable que le reishi et l'amadouvier présentent de meilleurs résultats, étant donné qu'ils sont généralement présentés comme adaptés pour la fabrication de mycomatériaux. (YANG, 2021)

[1] DICOM/Gouv - 23064 - Juin 2023 https://www.ecologie.gouv.fr/sites/default/files/23064_decarbonationbatiment.pdf
[2] https://www.ecovative.com/



FIGURE 1. Exemple bloc ECOVATIVE

II. METHODES ET MATERIAUX

A. Matériaux

Les champignons font partis du règne diversifié des organismes eucaryotes. Certains d'entre eux agissent en tant que saprophytes, se développant sur la matière végétale en décomposition (Guinberteau et al, 2023)[3]. Parmi ces saprophytes, on retrouve les décomposeurs primaires, qui décomposent la matière organique brute et fraîche en éléments minéraux. Ces champignons lignivores (saproxyliques) se nourrissent de carbohydrates et de protéines comme leur source de carbone et d'azote (Stamets, 1996). Le carbone leur est utile à la production de tissus fongique ou comme source d'énergie (Appels et al, 2019), et est rejeté sous forme de CO_2 lors de la respiration. L'hydrogène et l'oxygène nécessaires à leur développement proviennent de l'eau et de l'air absorbée par le champignon, par le phénomène d'osmose. Le réseau de filaments du champignon, appelé mycélium,constitue sa partie végétative lui permet d'absorption de ces nutriments- est un réseau de filaments appelés hyphes. Les hyphes, composés de cellules allongées, forment la structure du mycélium dont la paroi cellulaire est principalement constituée de chitine, de glucanes, de protéines et de lipides (Manan, 2021) – FIGURE

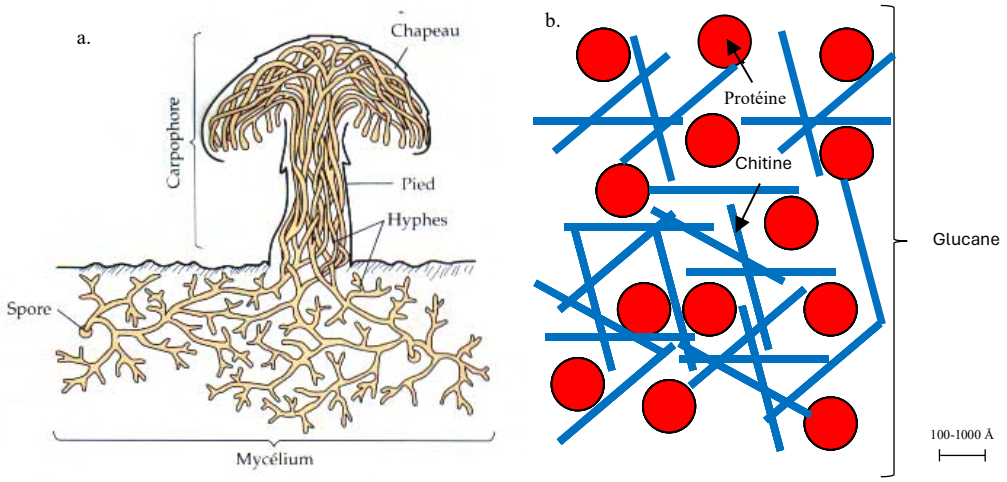


FIGURE 2. a. Composition du champignon.(épaisseur hyphe : 5 à 10 µm)
b. Composition de la paroi cellulaire d'un hyphe

[3] https://www.universalis.fr/encyclopedie/champignons/

Le développement de la fungiculture s'inscrirait dans un contexte de changement climatique menant l'agriculture à prendre une place importante dans l'économie circulaire. En ce sens, la fungiculture représente un secteur d'intérêt car certains champignons peuvent croitre sur des déchets forestiers et agricoles comprenant de la lignine, comme les sciures de bois ou la paille (Siwulski et al., 2019). Les substrats diversifiés offrent une richesse nutritionnelle favorable au développement du mycélium (Siwulski et al., 2019), permettent ainsi la valorisation de différents types de déchets, issus de diverses industries, le tout dans un même substrat.

Les champignons ont aussi besoin d'un environnement humide et stérile pour se développer, c'est pourquoi ils sont souvent cultivés dans des sacs thermoscellés (Stamets, 1996). Certains substrats sont supplémentés avec des compléments minéraux, comme la chaux et le gypse qui permettent d'alcaliniser le substrat et d'apporter des macronutriments supplémentaires (calcium, sulfates…) qui augmentent les vitesses de colonisation (mycology-supply.com, 2023).

Les champignons prennent peu à peu place dans le monde de l'industrie où l'entreprise Ecovative ® exploite leurs propriétés pour créer les MycoComposite®, combinant des matériaux biosourcés avec les fibres de mycélium de reishi pour produire des packagings et matériaux de construction durables (Bloc Ecovative). En colonisant son substrat, le mycélium sert de colle naturelle en liant les différentes particules entre elles, formant ainsi un matériau autoportant. Ses parois, renforcées de chitine et de glucane (Figure 2) lui procurent durabilité suffisante vis-à-vis de la manipulation et résistance mécanique à la compression et à la flexion (Girometta, 2019 ; Yang, 2021). Les molécules de glucane (figure 2) servent notamment de résine naturelle quand elles sont chauffées et séchées, ainsi ce procédé évite l'utilisation de colles aux composés volatils cancérigènes.

Les propriétés structurelles des mycomateriaux varient en fonction de la souche fongique choisie, du substrat, des conditions de croissance, des amendements et du post-traitement comme le séchage, une post-compression par exemples (Manan, 2021). Ainsi les propriétés d'élasticité et de résistance varient en fonction des choix de culture. Dans l'industrie, le mycélium est apprécié pour sa légèreté, sa solidité, ainsi que pour ses propriétés hydrofuges (Zhang, X. et al., 2022) et sa résistance au feu (Ecovative).

B. Fabrication et suivi de la colonisation

1-Substrats et souches

Bien que la mycologie offre un large éventail d'applications potentielles, ce domaine reste encore en développement, avec un nombre limité d'études bibliographiques disponibles, notamment en ce qui concerne la production de matériaux à base de mycélium. Paul STAMETS (Stamets, 1996) apporte beaucoup d'informations sur la culture des champignons lignolytiques. D'autres recherches permettent d'appréhender l'expérimentation sur les mycomatériaux, notamment les travaux d'Appels et al.(Appels, 2019), Schritt et al.(Schritt, 2021), Girometta et al (Girometta, 2019). De plus, les recherches sont majoritairement faites sur la souche Pleurotus oestratus (Reishi) (Yang, 2021).

Afin de participer au développement de ce domaine, il conviendra de se demander quelle méthodologie utiliser pour se rapprocher des caractéristiques du bloc Ecovative®. Ainsi 2 mélanges seront étudiés (TABLEAU 1).

TABLEAU 1. Mélanges utilisés pour les substrats

Composition	Mélange 1		Mélange 2	
44% de matière sèche	100% du substrat (Voir tableau 2)	110g	95% de chènevotte 3,63% de maltodextrine 0,176 de gypse	105g 4g 1g
56% Eau	140g			

Dans leur brevet[4], Ecovative® annonce complémenter le substrat composé de chènevotte de chanvre avec de la maltodextrine et du gypse. La maltodextrine a probablement pour objectif d'accélérer la croissance au début de la colonisation car c'est un sucre facile à dégrader, ce qui permet de fournir de l'énergie au champignon (Hoa et al., 2015). Le gypse, quant à lui, alcalinise le substrat et aide à la séparation des particules.

Les expérimentations seront principalement réalisées sur quatre substrats et avec trois souches inoculées (TABLEAU 2). Dans cet article, les copeaux de hêtre (H), de hêtre mélangé à du pin (P) et des sciures de feuillus (Mix - M) ont été mélangés à 50% avec du son de blé :

TABLEAU 2. Composition des formulations – Souches et Substrats

Souches	Indice	Substrats	Indice
Pleurotus oestratus (Pleurote)	P	Chènevotte de chanvre	C
Ganoderma lucidum (Reishi)	R	Hêtre	H
Fomes fomentarius (Amadouvier)	A	Pin	P
		Mix	M

Les résultats seront présentés en fonction des indices Souche / Substrats (i.e. AM pour Amadouvier / Mix). Ainsi 15 formulations ont été réalisées dans cette étude (TABLEAU 3). Ces trois souches permettront d'identifier quelle méthodologie adopter pour élaborer un matériau qui présente des similitudes avec les caractéristiques du bloc Ecovative (Indice E dans les formulations).

TABLEAU 3. Formulations étudiées en fonction des mélanges (Tableau 1)

Indice	Composition	Mélange
AC	Amadouvier / Chènevotte	1
AE	Amadouvier / Chènevotte	2
AH	Amadouvier / Hêtre	1
AM	Amadouvier / Mix	1
AP	Amadouvier / Pin	1

Indice	Composition	Mélange
RC	Reishi / Chènevotte	1
RE	Reishi / Chènevotte	2
RH	Reishi / Hêtre	1
RM	Reishi / Mix	1
RP	Reishi / Pin	1

Indice	Composition	Mélange
PC	Pleurote / Chènevotte	1
PE	Pleurote / Chènevotte	2
PH	Pleurote / Hêtre	1
PM	Pleurote / Mix	1
PP	Pleurote / Pin	1

[4] Brevet ecovative : US 2017.0049059A1 : https://patents.google.com/patent/US20170049059A1/en

Le pleurote pourrait être considéré comme un candidat prometteur pour les mycomatériaux car il est assez facile à cultiver et se développe relativement rapidement (Stamets, 1996). Le reishi quant à lui a la réputation de se développer très vite et est déjà employé dans des matériaux comme celui d'Ecovative (Ecovative, 2022). L'amadouvier, est également adapté pour les mycomatériaux mais apparait moins souvent dans la littérature, et n'est pas présenté comme une souche se développant rapidement.

2-pH du substrat

Le TABLEAU 4 présente les résultats des tests de pH effectués sur les différents substrats mentionné au TABLEAU 3. L'objectif de cette procédure est de vérifier que les pH des substrats se situent à proximité des valeurs optimales pour le développement des souches. D'après Stamets (Stamets, 1996), le pH optimum pour la culture du basidiomycètes lignivores est compris entre 5,5 et 6,5. Le pH de chaque substrat a été mesuré en suivant la méthode de Calvin (Calvin et al., 2000) : 20g de substrat ont été immergés dans de l'eau osmosée, puis a été agitée après 30min de repos. Enfin le pH a été mesuré au pH-mètre.

Dans cette étude, l'ensemble des substrats utilisés se situent dans la plage de pH optimale. Le mélange de sciures de feuillus (« Mix »), présente une acidité trop élevée (pH de 4,81). Cependant, lorsqu'on ajoute du son au mélange, le pH entre dans la fourchette recommandée par Stamets (1996) (pH de 5,2).

TABLEAU 4. pH des substrats

Mélange	pH
Mix	4,81
Mix + son	5,20
Son de blé	5,82
Hêtre + pin + son	5,92
Hêtre + pin	5,93
Hêtre + son	6,10
Hêtre	6,26
Ecovative	6,43
Chanvre	6,64

3-Réalisation des échantillons

Dans notre étude, nous avons confectionné des blocs à l'aide de moules dans le but de comparer ces blocs avec ceux élaborés par Ecovative. Pour ce faire, nous avons adopté une méthodologie spécifique, qui sera détaillée ci-après. D'après STAMETS (Stamets, 1996), la pasteurisation seule pourrait suffire à stériliser les substrats à base de paille. Il propose notamment 2 méthodes permettant d'éliminer les plus gros compétiteurs (organismes extérieurs pouvant coloniser rapidement le substrats). Les petits compétiteurs ne gênent pas le développement du mycélium dans la souche colonisée au cours des deux premières semaines d'incubation. Ces méthodes de pasteurisation sont :

- Méthode 1 : Panier passoire, 1h entre 65 et 82 degrés
- Méthode 2 : Phase II chambre à vapeur : 2h entre 71 et 93 °C

Cependant, il a été rapporté que les organismes compétiteurs de *Pleurotus oestratus* (*Penicillium* sp. et *Trichoderma* sp) peuvent résister à la pasteurisation à 80°C pendant 2 heures (Balasubramanya et al., 1996). Par conséquent, il serait plus prudent d'envisager des paramètres de pasteurisation les plus exigeants.

Dans le brevet Ecovative® (2022), les paramètres utilisés sont de 115°C pendant 1 heure. Dans cette étude, le substrat colonisé a été exposés à 121°C pendant 1 heure, conformément aux paramètres généralement employés dans la littérature. (Gazal, 2022).

Les moules, confinés dans des sacs d'inoculation, sont entreposés pendant 17 jours dans une chambre climatique maintenue à une température de 24°C, correspondant à la température optimale de croissance, avec un taux d'humidité d'environ 50% (Stamets, 1996).

La post-compression des blocs élaborés s'effectue à l'aide d'un plateau chauffant, ce qui permet de faire fondre les unités de glucane et d'augmenter la densité du matériau (Betts et al., 2022). Cela augmente également le contact entre les fibres qui se superposent (Thoemen et al., 2005). Dans le brevet Ecovative®, le matériau est chauffé à 149°C, et pressé entre 0.07 kN/m² et 10.34kN/m², jusqu'à ce que l'humidité contenue dans l'échantillon atteigne un seul inférieur à 10%. Dans le cadre de cette étude, l'incubation des moules est interrompue à J+17 (valeur choisie arbitrairement) en plaçant les moules confectionnés à l'étuve pendant 48h à 40°C, sans sac ni couvercle. Toujours dans l'étuve et après 25 heures de séchage, les moules sont compressés à 7,3 kPa . Cette compression arbitraire vise à resserrer et consolider le squelette du matériau pendant le séchage du mycélium pour se rapprocher des essais de Betts et al (Betts et al., 2022).

C. Suivi des échantillons

Dans cet article nous ne présenterons pas les phases de démoulage et de découpe des blocs confectionnés. Ces étapes feront l'objet d'un article ultérieur.

Pour réaliser le suivi visuel de la colonisation durant l'incubation, nous avons utilisé la méthode des quadrats. La surface colonisée a été estimée à l'aide d'un quadrillage de mailles carrées de 1cm de côté (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**), superposé au-dessus des moules. Le but était de vérifier que 50% de chaque maille était occupée par du mycélium.



FIGURE 3. Méthode des quadrats lors de la colonisation.

Parallèlement, la méthode « Race Tube » a également été réalisée pour observer la colonisation du substrat (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**4). Celle-ci consiste à inoculer du mycélium dans des tubes et mesurer leur propagation (Straatsma et al., 2001). Dans cette expérience, des tubes

de centrifugeuse de 50ml en polypropylène sont remplis d'un substrat qui a été hydratés à 56% par rapport à la masse sèche puis autoclavés (121°C pendant 1 heure). Ensuite, 10% de mycélium par rapport à la masse sèche de substrat est ajouté à la surface du tube, et recouvert d'un film (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

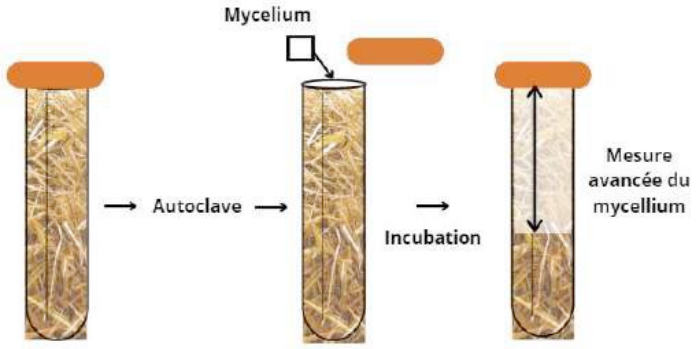


FIGURE 4. Race Tube

La propagation du mycélium dans le tube est mesurée quotidiennement pour déterminer sa vitesse de développement, calculée grâce à la formule suivante : Mycelia growth rate = colonized height / incubation time (Straatsma et al., 2001)

Cette formule a permis de comparer les vitesses de colonisation et leur évolution au cours du temps. Cette méthode a été employée sur divers substrats pour ouvrir la réflexion sur d'autres choix de supports de culture.

La FIGURE 5 ci-dessous reprend les différentes expériences réalisées dans cette étude et dont la méthodologie sera développée ci-après. Pendant l'incubation, les relevés des mesures suivantes sont réalisés sur les moules à partir de J+3 ou J+5 et jusqu'à J+17, date à laquelle les moules ont été mis à l'étuve.

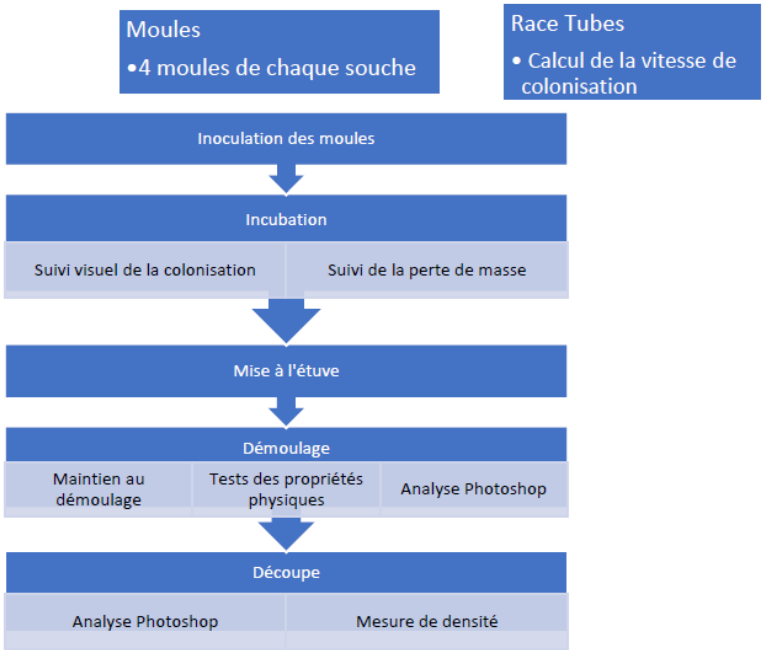


FIGURE 5. Récapitulatif des étapes d'expérimentation

III. RESULTATS ET DISCUSSION

La FIGURE 6 présente les résultats de la colonisation par le mycélium des différentes souches et substrats. Le Les tests sur les tubes ont permis de visualiser la progression du mycélium de différentes souches colonisées sur 4 substrats différents : Chanvre (C), Hêtre (H), Pin (P), et le Mix (M). La vitesse de croissance est ensuite observée sur ces différents substrats.

Certains échantillons n'ont pas été analysés en raison d'une contamination d'un autre champignon.

TABLEAU 5 expose les résultats de la colonisation avec le coefficient de corrélation R^2 des droites en fonction en temps, notamment le nombre de jours requis pour atteindre 75% et 100% de colonisation.

Les courbes de colonisation du reishi semblent indiquer une progression plus rapide de ce champignon pour les mélanges E « Ecovative » (moyenne de 11,3 j contre 9,5 j pour Ecovative), tandis que l'amadouvier montre un phénomène inverse (moyenne de 14 j contre 18,8 j pour le mélange Ecovative) (Les tests sur les tubes ont permis de visualiser la progression du mycélium de différentes souches colonisées sur 4 substrats différents : Chanvre (C), Hêtre (H), Pin (P), et le Mix (M). La vitesse de croissance est ensuite observée sur ces différents substrats.

Certains échantillons n'ont pas été analysés en raison d'une contamination d'un autre champignon.

TABLEAU 5).

Le reishi présente une vitesse de colonisation plus rapide, suivi par le pleurote et enfin par l'amadouvier. En moyenne, nous observons respectivement 10,4 j, 15 j et 16,4 j pour atteindre une colonisation à 75% et 13,5 j, 19,75 j et 21,9 j pour une colonisation à 100%.

Une ANOVA (Analysis of variance) à deux facteurs a été réalisée, démontrant qu'il n'y avait aucune interaction significative (p-value = 0.108) entre les facteurs vitesse de colonisation, / souche / substrats. Par conséquent, une seconde ANOVA a été effectuée sans interaction, mettant en évidence un effet souche (p-value = 0.04). 43% de la variabilité du coefficient de vitesse de colonisation est expliquée par les variables explicatives « Souche » et « Mélange », indiquant ainsi que ces paramètres ont un impact sur la vitesse de colonisation et doivent donc être pris en compte lors de l'élaboration de mycomatériaux.

Des tests de comparaison de moyenne ont mis en avant une différence significative entre le reishi et les autres souches (FIGURE), avec un coefficient de pente significativement supérieur, indiquant ainsi qu'il colonise la surface plus rapidement que les deux autres souches étudiées(entre P et R, p-value = 0.026 et entre R et A, p-value = 0.027).

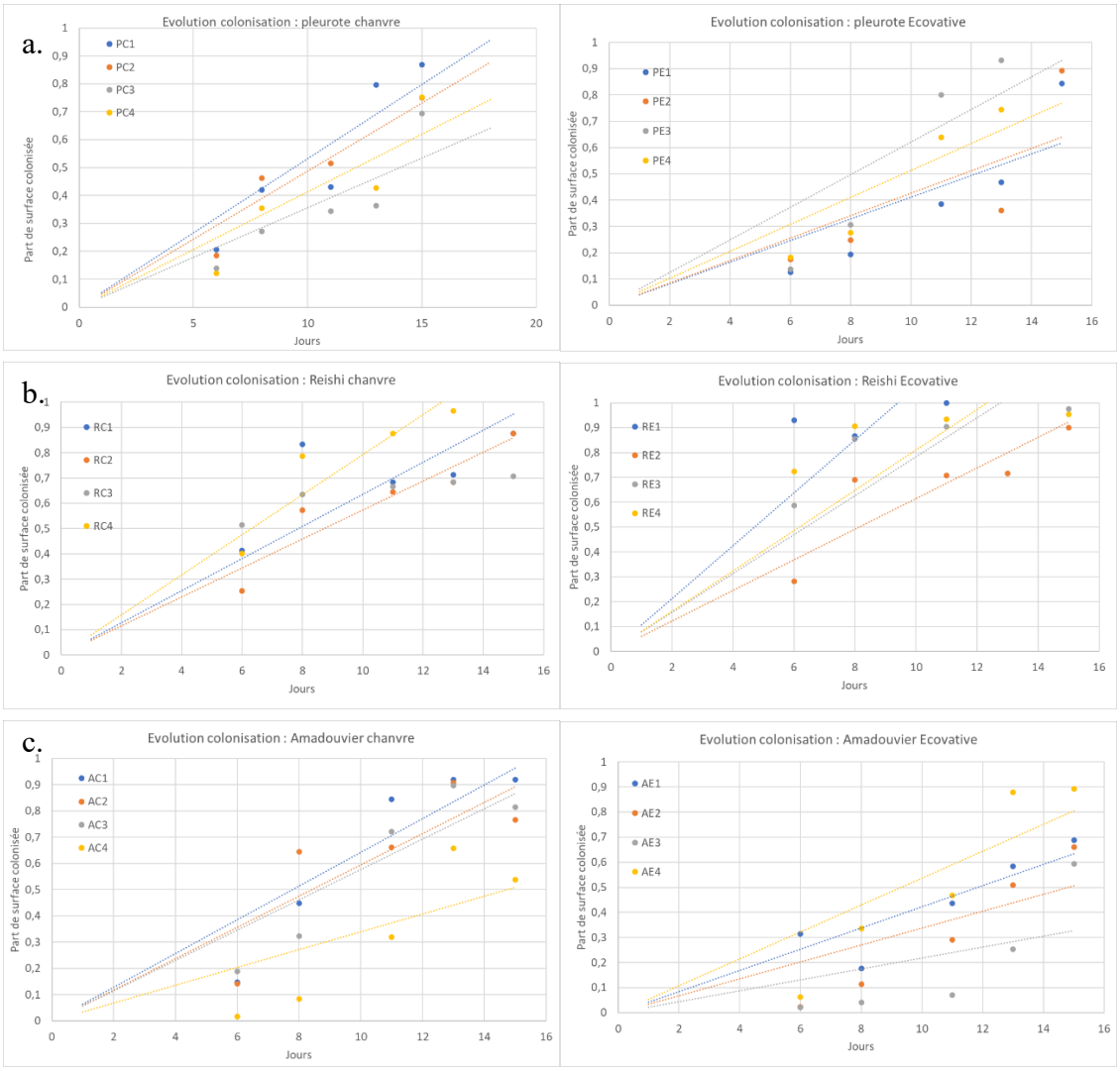


FIGURE 6. Evolution de la colonisation. - a. Pleurote / b. Reishi / c. Amadouvier

Les tests sur les tubes ont permis de visualiser la progression du mycélium de différentes souches colonisées sur 4 substrats différents : Chanvre (C), Hêtre (H), Pin (P), et le Mix (M). La vitesse de croissance est ensuite observée sur ces différents substrats.

Certains échantillons n'ont pas été analysés en raison d'une contamination d'un autre champignon.

TABLEAU 5. Résultats pour 75% et 100% de la colonisation en fonction des souches en jour

Echantillon	R²	75%	100%
PC1	97,49	13	17
PC2	98,63	14	19
PC3	95,39	19	26
PC4	95,49	17	22
PE1	94,97	17	22
PE2	89,51	16	21
PE3	93,99	11	14
PE4	92,05	13	17

Echantillon	R²	75%	100%
RC1	95,32	11	15
RC2	99,03	12	16
RC3	96,26	12	16
RC4	95,27	10	10
RE1	94,28	6	8
RE2	97,77	12	16
RE3	93,31	10	14
RE4	90,68	10	13

Echantillon	R²	75%	100%
AC1	94,17	12	16
AC2	94,17	12	16
AC3	95,67	13	18
AC4	91,64	19	25
AE1	97,67	17	23
AE2	92,93	18	24
AE3	81,45	27	36
AE4	95,94	13	17

La FIGURE 2 permet d'apprécier la vitesse moyenne des différentes souches sur chaque substrat. Il semble que le pleurote se développe généralement moins vite que l'amadouvier et le reishi, tandis que le reishi semble être plus performant, quel que soit le substrat.

Le TABLEAU 6 présente le développement des différentes souches sur chaque substrat dans les Races Tubes. Pour le substrat de chanvre, le reishi semble se développer le plus rapidement (7,15 j à 75% et 9,53 j à 100%), suivi de l'amadouvier (8,44 j à 75% et 11,25 j à 100%) puis du pleurote (9,02 j à 75% et 12,03 j à 100%).

La FIGURE 3 représente l'évolution de la vitesse de colonisation en fonction du pH pour les 3 souches de champignons. Elle ne révèle pas d'influence significative du pH sur la vitesse de colonisation concernant l'amadouvier et le pleurote, contrairement au reishi qui semble plus sensible à ce paramètre.

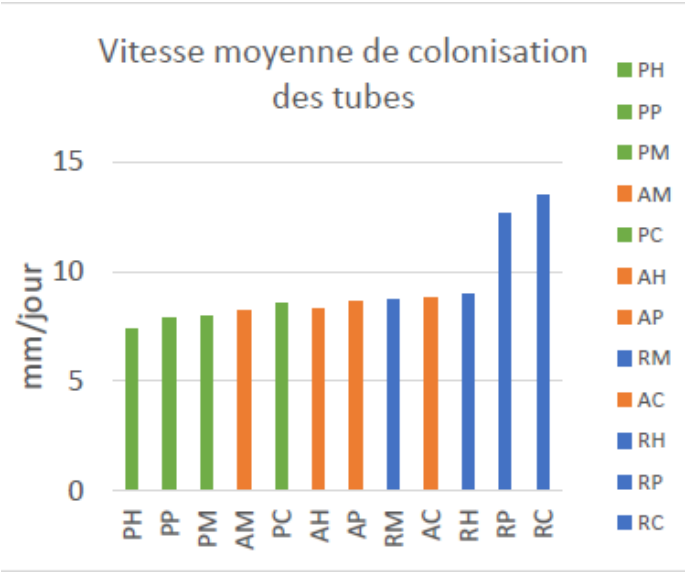


FIGURE 2. Vitesses moyennes de colonisation des tubes sur les différents substrats

TABLEAU 6. Vitesse de colonisation en fonction du substrat – Race Tube

Mélange	75%	100%
AC1	6,73	8,98
AC2	6,92	9,23
AC3	11,36	15,15
AM1	8,50	11,33
AM2	9,74	12,98
AM3	6,85	9,13
AH1	9,00	12,00
AH2	6,61	8,81
AH3	11,20	14,94
AP1	6,78	9,04
AP3	9,11	12,15

Mélange	75%	100%
PC1	8,51	11,35
PC2	8,34	11,13
PC3	8,21	10,95
PM3	12,08	16,11
PM1	6,51	8,68
PH2	11,35	15,14
PH3	8,20	10,93
PP1	8,35	11,13
PP2	8,02	10,70
PP3	10,61	14,14

Mélange	75%	100%
RC1	4,79	6,39
RC2	5,40	7,20
RC3	5,26	7,01
RM1	6,73	8,97
RM2	6,37	8,49
RM3	9,29	12,38
RH1	5,91	7,89
RH3	16,76	22,35
RP1	6,35	8,46
RP2	5,84	7,78
RP3	5,94	7,93

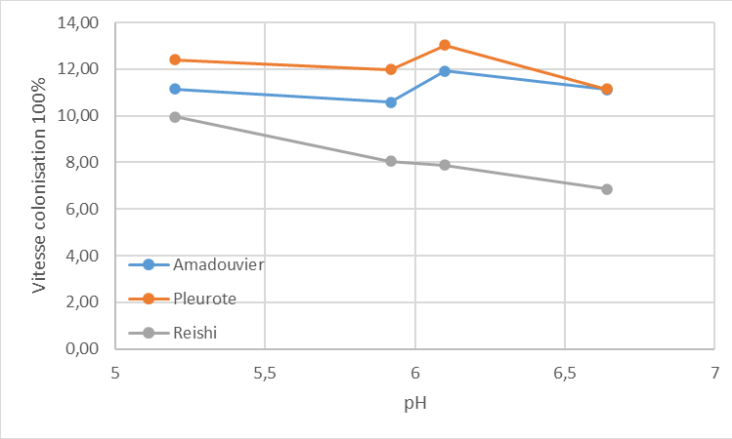


FIGURE 3. Evolution de la vitesse de colonisation en fonction du pH mesuré et de la souche de champignon

IV. CONCLUSIONS

Les expériences réalisées dans cette étude visent à établir une méthodologie pour suivre l'évolution des mycomatériaux et réaliser une caractérisation physico-chimique (– thermo hydrique ?) de ces matériaux. Pour évaluer la vitesse de croissance, deux méthodes ont été utilisées : le suivi de la colonisation en surface et les Race Tubes. Cette dernière semble plus pertinente que le suivi en surface car elle offre des résultats plus rapides.

Ces expérimentations ont également permis d'identifier des tendances quant aux souches étudiées et leurs potentiels. Le pleurote n'est pas la souche la plus adaptée pour la fabrication de mycomatériaux, car sa colonisation semble visuellement moins rapide que celle du reishi qui offre ainsi des résultats plus intéressants et rend le bloc confectionné moins sensible aux contaminations extérieurs.

Cependant, malgré les problèmes de contamination rencontrés, l'amadouvier démontre également de bonnes performances avec une colonisation complète de la surface après 17j. Ainsi, il pourrait être envisagé de ne pas écarter complètement cette souche lors de futures études.

Enfin, une étude approfondie sur la durabilité des échantillons sur long terme permettant d'assurer une continuité des propriétés (mécanique, thermo-hydriques,…) , ainsi qu'une analyse d'image en phase de colonisation permettrait de valider la vitesse de colonisation.

REFERENCES

Appels, F. V., Camere, S., Montalti, M., Karana, E., Jansen, K. M., Dijksterhuis, J., ... & Wösten, H. A. (2019). Fabrication factors influencing mechanical, moisture-and water-related properties of mycelium-based composites. Materials & Design, 161, 64-71. https://doi.org/10.1016/j.matdes.2018.11.027

Betts, J.D.; Mcintyre, G.R.; Mooney, L.; Tudryn, G.J. Method of Manufacturing a Stiff Engineered Composite. AU 2015/271912 B2, 20 February 2020.

Cavins, T. J., Whipker, B. E., Fonteno, W. C., Harden, B., McCall, I., & Gibson, J. L. (2000). Monitoring and managing pH and EC using the PourThru extraction method. Horticulture Information Leaflet, 590(1), 1-17.

Gazal,N. Matériaux isolants à base de mycélium : identification d'espèces candidates. RUGC 2022, Prix René Houpert, AJCE, Vol.40.

Girometta, C., Picco, A. M., Baiguera, R. M., Dondi, D., Babbini, S., Cartabia, M., ... & Savino, E. (2019). Physico-mechanical and thermodynamic properties of mycelium-based biocomposites: a review. Sustainability, 11(1), 281.

HOA Ha Thi, WANG Chun-Li & WANG Chong-Ho (2015) The Effects of Different Substrates on the Growth, Yield, and Nutritional Composition of Two Oyster Mushrooms (Pleurote ostreatus and Pleurote cystidiosus), Mycobiology, 43:4, 423-434, https://doi.org/10.5941/MYCO.2015.43.4.423

Manan, S., Ullah, M. W., Ul-Islam, M., Atta, O. M., & Yang, G. (2021). Synthesis and applications of fungal mycelium-based advanced functional materials. Journal of Bioresources and Bioproducts, 6(1), 1-10. https://doi.org/10.1016/j.jobab.2021.01.001

SCHRITT H., VIDI S., PLEISSNER D., 2021, Spent mushroom substrate and sawdust to produce mycelium-based thermal insulation composites, Journal of Cleaner Production, Volume 313, https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.127910.

SIWULSKI, M., RZYMSKI, P., BUDKA, A. et al. (2019). The effect of different substrates on the growth of six cultivated mushroom species and composition of macro and trace elements in their fruiting bodies. Eur Food Res Technol 245, 419–431 https://doi.org/10.1007/s00217-018-3174-5

STRAATSMA G., GERRITS J.P.G., GERRITS T.M., HUUB J.M. Oa DEN CAMP, VAN GRIENSVEN L. (1991).: Growth kinetics of Agaricus bisporus mycelium on solid substrate (mushroom compost). J.Gen.Microbiol. 137, 1471-1477

STAMETS Paul, 1996, Growing Gourmet and Medicinal Mushrooms, (ISBN 1-58008-175-4)

THOEMEN, H., & HUMPHREY, PE (2005). Modélisation des processus physiques pertinents lors du pressage à chaud des composites à base de bois. Partie I. Transfert de chaleur et de masse. Holz Als Roh- Und Werkstoff, 64(1), p. 1–10. https://doi.org/10.1007/s00107-005-0027-2

Vandelook, S., Elsacker, E., Van Wylick, A. et al. Current state and future prospects of pure mycelium materials. Fungal Biol Biotechnol 8, 20 (2021).https://doi.org/10.1186/s40694-021-00128-1

Yang, L., Park, D., & Qin, Z. (2021). Material function of mycelium-based bio-composite: A review. Frontiers in Materials, 8, 737377.

Zhang, X., Hu, J., Fan, X., & Yu, X. (2022). Naturally grown mycelium-composite as sustainable building insulation materials. Journal of Cleaner Production, 342, 130784. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.130784

Influence de la composition du mortier de terre crue sur son comportement à haute température

Jordan Tadonbou[1,2], Prosper Pliya[1], Anne-Lise Beaucour[1], Paulina Faria[2], Albert Noumowe[1]

[1] L2MGC CY Cergy Paris Université, 5 Mail Gay Lussac, Neuville sur Oise F-95031 Cergy-Pontoise, France.
[2] CERIS, NOVA School of Science and Technology, NOVA University Lisbon, 2829-516 Caparica, Portugal.

RESUME :

Les mortiers de terre crue sont utilisés comme mortiers de montage pour la construction de murs en maçonnerie, comme enduits et dans la réparation de structures en terre. Très peu d'études se sont concentrées sur le comportement des éléments de maçonnerie en terre crue soumis à des températures élevées. Cette étude vise à comprendre l'influence de diverses compositions de mortiers de terre soumises à des températures élevées. La nature minéralogique et la fraction volumétrique du granulat utilisé peuvent avoir une influence sur le comportement à haute température des mortiers de terre. Dans le cadre de cette étude, des mortiers de terre ont été formulés en utilisant une terre argilo-limoneuse, du sable silico-calcaire et des déchets de briques de terre cuite (chamotte). Trois fractions volumétriques de sable/terre argilo-limoneuse et deux pourcentages de substitution volumique du sable par la chamotte sont choisis. Les propriétés physiques et mécaniques à la température ambiante et après différents cycles de chauffage/refroidissement ont été déterminées Un effet défavorable du sable silico-calcaire a été observé au-delà de 400°C et à la température de 800°C, les mortiers contenant le sable silico-calcaire ont été fortement dégradés en raison de la décarbonatation des granulats calcaires. A contrario, la substitution du sable par la chamotte a eu un effet positif à haute température.

Mots-clefs : Mortiers de terre crue, Haute température, Propriétés résiduelles.

Modalité de présentation : Présentation orale.

I. INTRODUCTION

La prise de conscience croissante de l'impact environnemental du secteur de la construction a conduit à des efforts pour réduire son empreinte carbone. Dans ce contexte, les méthodes de construction traditionnelles, en particulier la construction en terre crue, suscitent un intérêt croissant. D'un point de vue environnemental, (Arduin et al., 2022) ont montré que les techniques de construction en terre offrent de meilleures performances environnementales que les constructions en matériaux de construction conventionnels en termes d'émission de gaz à effet de serre et d'énergie grise. En termes de propriétés hygrothermiques, la terre crue agit comme un régulateur hygrométrique et thermique, stabilisant l'humidité relative intérieure plus rapidement

que d'autres matériaux de construction (Minke, 2006). Les mortiers de terre crue pourraient également être une alternative écologique pour fournir de protection pour les structures en bois ou les panneaux bio-isolants. Il y a peu de données sur le comportement des matériaux et structures en terre crue soumis à un incendie ce qui constitue un frein pour le développement de ces matériaux. Les rares études sur la résistance au feu des matériaux en terre se sont concentrées sur les briques de terre comprimée et stabilisées au ciment (Abdallah et al., 2024) et les briques de terre extrudée (Siyapze et al., 2023). Pour les matériaux composés exclusivement de limon argileux, une augmentation de la résistance résiduelle après chauffage-refroidissement avec la température est observée. Cette augmentation de la résistance est due à la déshydratation et à la déshydroxylation des minéraux argileux entre 0 et 600°C (Bruno et al., 2019) et à la vitrification de la matrice argileuse entre 600°C et 800°C (Bruno et al., 2019). Les mortiers contrairement aux briques sont un mélange de sol fin et une plus grande proportion de sable dont la minéralogie peut être diverse. L'influence positive de l'argile en termes d'augmentation de résistance avec la température peut être amenuisée par la présence de sable et les connaissances actuelles ne permettent pas d'estimer l'influence de la minéralogie du sable ni celle de sa fraction volumique.

L'objectif de cette étude est de développer de nouveaux mortiers de terre basés sur une terre limoneuse, du sable naturel et des déchets de briques de terre cuite (chamotte) qui peuvent être utilisés comme mortiers de hourdage et d'enduit de revêtement intérieurs pour limiter le transfert de chaleur dans une situation d'incendie. Dans un premier temps, différents mortiers ont été formulés et leurs propriétés à l'état frais et durci à la température ambiante ont été déterminées. Il s'agira principalement des mesures du retrait de séchage, de la résistance à la compression et à la traction par flexion. Dans un deuxième temps, les éprouvettes de mortiers confectionnées ont été soumises à différents cycles de chauffage/refroidissement de la température ambiante à 800°C pour la caractérisation résiduelle.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux

Les matériaux utilisés dans cette étude proviennent de la briqueterie "DeWulf". Les mortiers de terre ont été fabriqués avec une terre limoneuse (Limon des plateaux de la région de Beauvais), un sable silico-calcaire (S) de classe granulaire 0-4 mm et de la chamotte (déchets de briques de terre cuite broyés) de classes granulaires 0-2 mm, et 0-4 mm, noté respectivement W_ (0/2) et W_(0/4). W représente le mélange de chamotte W_(0/2) et W_(0/4) avec une proportion volumique de 50% chacun. SW représente le mélange de sable et de chamotte avec une proportion volumique de 50% chacun. Ces pourcentages permettent d'avoir une distribution granulométrique similaire à celle du sable (S). Les limites de liquidité, de plasticité et l'indice de plasticité de la terre limoneuse sont respectivement de 31%, 19% et 12%, déterminés par la méthode Casagrande (selon la norme(EN ISO 17892-12, 2018). Les densités apparentes sèches des granulats ont été déterminées après séchage à la température de 110°C dans une étuve jusqu'à masse constante et celle de la terre limoneuse a été déterminée après séchage jusqu'à masse constante dans une étuve à 40°C. L'absorption d'eau des granulats a été déterminée selon la norme (EN 1097-6 ,2022). Les caractéristiques des matériaux sont présentées dans le Tableau 1.

TABLEAU 1. Caractéristiques des matières premières (moyenne et écart-type)

	Sable S	Chamotte W_(0/4)	Chamotte W_(0/2)	Argile limoneuse
Absorption d'eau (%)	1,0 ± 0,02	3,50 ± 0,03	1,85 ± 0,02	-
Densité apparente sèche (g/cm³)	1,74 ± 0,01	1,29 ± 0,01	1,25 ± 0,01	1,24 ± 0,0

B. Mortiers, caractérisation à l'état frais et échantillons

Trois mortiers (M-XS) ont été préparés avec du sable et de la terre argilo-limoneuse. X représente le volume de sable utilisé pour 1 volume de terre limoneuse. Les valeurs X utilisées sont de 2, 2,5 et 3 et proviennent du (Guide des bonnes pratiques de la construction en terre crue, 2022). Deux mortiers ont été préparés avec de la chamotte en substituant un volume de 50% (M-2.5SW) et 100% (M-2.5W) de sable de la formulation de mortier M-2.5S. Des tests préliminaires ont été effectués sur les différents mortiers afin de déterminer la quantité d'eau totale permettant d'avoir un étalement relativement constant. Le Tableau 2 résume les différentes formulations de mortier et la quantité totale d'eau ajoutée lors du mélange des matériaux secs.

TABLEAU 2. Composition des mélanges de mortier de terre crue pour un volume de terre

Mortiers	**Argile limoneuse**	**Sable (S)**	**Chamotte (W)**	**Eau (% en masse)**
M-3S	1	3	-	17,9
M-2.5S	1	2,5	-	17,8
M-2S	1	2	-	17,7
M-2.5SW	1	1,25	1,25	19,3
M-2.5W	1	-	2,5	24,1

Procédure de mélange : le mélange a été effectué en plusieurs étapes. De l'eau a été ajoutée dans le bol du malaxeur et après démarrage, les matières premières pré-mélangées ont été ajoutées progressivement et le malaxage a duré environ 90 secondes. Après un temps de repos de 10 à 15 minutes, un nouveau malaxage de 60 secondes a été effectué avant l'arrêt complet du malaxeur.

Consistance du mortier frais : un dernier malaxage à la truelle a été effectué pendant environ 10 secondes, puis un test d'adhérence à la truelle a été réalisé, selon les pratiques actuelles des maçons. Le but de ce test était de s'assurer que les mortiers pouvaient être correctement appliqués. La consistance des mortiers frais a été déterminée selon la norme (EN 1015-3, 1999). Les tests ont montré que la consistance correspondant à un bon accrochage du mortier frais à la truelle était de 129 ± 5 mm pour tous les mortiers.

Préparation des éprouvettes : pour la préparation des éprouvettes, les mortiers ont été introduits en une seule couche dans des moules en polystyrène et vibrés sur une table vibrante (fréquence = 50Hz ; temps ≈ 20 secondes). Deux types d'éprouvettes ont été fabriquées dans cette étude : 4 x 4 x 16 cm³ pour la détermination des résistances mécaniques et 4 x 7,5 x 9 cm³ pour la mesure de la conductivité thermique. Les échantillons moulés ont été stockés en laboratoire à une température de 22 ± 4 °C et une humidité relative de 60 ± 5%.

C. Essais sur les éprouvettes de mortier

Evolution de la perte de masse et du retrait linéaire au cours du séchage : pour évaluer la perte de masse des mortiers avant démoulage, les masses des moules ont été mesurées avant remplissage par les mortiers et avant démoulage. La perte de masse et le retrait linéaire ont respectivement été déterminés selon l'équation 1 et l'équation 2.

$$perte\ de\ masse\ (\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_1 - m_3} \times 100 \quad (1)$$

$$retrait\ linéaire\ (\%) = \frac{L_1 - L_2}{L_1} \times 100 \quad (2)$$

Ici, m_1 représente la masse de 3 éprouvettes prismatiques plus la masse du moule juste après avoir été moulées ; m_2 représente la masse moyenne des mêmes 3 éprouvettes prismatiques plus la masse du moule juste avant le démoulage et m_3 représente la masse du moule vide qui reste constant. L_1 représente la longueur du moule (16 cm) et L_2 la longueur de l'éprouvette démoulée.

Les mesures de perte de masse et de retrait linéaire après démoulage ont été effectuées sur 15 éprouvettes de 4 x 4 x 16 cm^3 de chaque composition de mortier jusqu'à stabilisation de la masse, selon la norme (DIN 18946, 2018). Les éprouvettes ont été démoulées dix jours après le gâchage.

Conductivité thermique : elle a été mesurée à l'aide d'un système HOT Disk TPS 1500 contrôlé par ordinateur (Log and Gustafsson, 1995).

Vitesse des ultrasons : elle a été obtenue à l'aide de l'équipement Pundit Lab-Proceq en mesurant le temps de propagation de l'onde (t en µs) entre les deux sommets des échantillons de 16 cm de long (L). La vitesse des US a été calculée (V en m/s) en divisant L par t**.** La valeur retenue est la moyenne de trois mesures effectuées sur chaque éprouvette.

Résistance à la traction par flexion 3 points et résistance à la compression : les essais mécaniques ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique Instron d'une capacité de 30 kN. Les vitesses de chargement sont 0.007mm/s et 0.013mm/s respectivement pour l'essai en traction par flexion et l'essai de résistance à la compression. Ces vitesses de chargement ont été choisies pour répondre aux critères de la norme (DIN 18946, 2018).

Essai de chauffage/refroidissement : les échantillons de mortier ont été soumis à différents cycles de chauffage et de refroidissement, de la température ambiante à 200°C, 400°C, 600°C et 800°C. Chaque cycle de chauffage-refroidissement comprenait une phase d'augmentation de la température à une vitesse de 1°C/min, d'un plateau de température constante d'une durée de deux heures et d'une phase de refroidissement jusqu'à la température ambiante à la vitesse théorique de -1°C/min. Des thermocouples de type K ont été placés dans le four afin de suivre l'évolution de la température.

Analyse TG/DSC : une analyse thermogravimétrique (ATG) a été réalisée à l'aide d'un appareil Jupr STA 449 F1 développé par Netzsch. Chaque matière première (environ 100 mg) a été soumis à une vitesse de chauffage de 10°C/min de 20°C à 1100°C sous une atmosphère inerte (azote). La calorimétrie différentielle à balayage (DSC) est effectuée en parallèle avec l'analyse TG.

III. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

A. Pertes de masse et retrait linéaire durant le séchage

Perte de masse : la figure 1. (a) montre l'évolution de la perte de masse des différents mortiers. Avant démoulage, les pertes de masse sont de 2,3 ± 0,2%, 2,0 ± 0,2%, 2,4 ± 0,3% et 2,1 ±

0,2% respectivement pour les mortiers M-3S, M-2.5S, M-2S, M-2.5SW et M-2.5W. Ces valeurs sont évidemment inférieures aux pertes de masse après démoulage et stabilisation qui sont respectivement de 11,8 ± 1,1%, 12,6 ± 1%, 11,6 ± 1,2%, 13,4 ± 0,9% et 18,0 ± 0,7%. On note qu'avant le démoulage, la cinétique de séchage est plus lente. Ceci est dû au fait que l'eau libre s'évapore à travers l'unique surface qui est en contact avec l'atmosphère. Après le démoulage, la cinétique de séchage s'accélère en raison de l'évaporation de l'eau à travers toutes les faces des échantillons jusqu'à ce que l'équilibre hygroscopique soit atteint. Trois jours après le démoulage, l'équilibre hygroscopique semble être atteint et les masses tendent à se stabiliser, ce qui montre que le délai minimum de 14 jours pour le séchage des mortiers de terre crue recommandé par la norme (DIN 18946, 2018) semble correct. Comme l'ont observé (Delinière et al.,2014) les éprouvettes sèchent très rapidement dès qu'elles sont retirées du moule. La figure 1. (a) montre également qu'après le démoulage, le séchage des échantillons contenant de la chamotte (M-2.5SW et M-2.5W) est plus rapide, probablement en raison de la plus grande porosité des grains de chamotte par rapport aux grains de sable. Les pertes de masse des éprouvettes de mortier M-2.5SW et M-2.5W sont les plus élevées par rapport aux éprouvettes de mortier M-XS probablement parce que, leur teneur en eau de gâchage est plus élevée.

Retrait linéaire : La figure 1. (b) présente le retrait linéaire moyen de séchage obtenu sur 15 éprouvettes par formulation de mortier. Il semble ne pas y avoir de relation évidente entre la perte de masse et le retrait linéaire. Contrairement à la perte de masse, le retrait est plus important avant le démoulage des éprouvettes qu'après. On note qu'après la stabilisation de la masse, les valeurs finales du retrait linéaire et les cinétiques de séchage des mortiers M-2.5SW et M-2.5W (respectivement de 1.53 ± 0.16 % et 1.82 ± 0.19%) sont plus élevées que celles des mortiers M-3S, M-2.5S et M-2S, qui sont respectivement de 1.24 ± 0.19 %, 1.38 ± 0.20 % et 1.65 ±0 .11 %. Plus le volume de sable est important, moins le retrait est important. En effet, la succion capillaire dans la matrice argileuse pendant le séchage est la cause principale du retrait. Cette succion augmente avec la teneur en argile. L'ajout de granulats permet de limiter ce phénomène (Anglade et al., 2022).

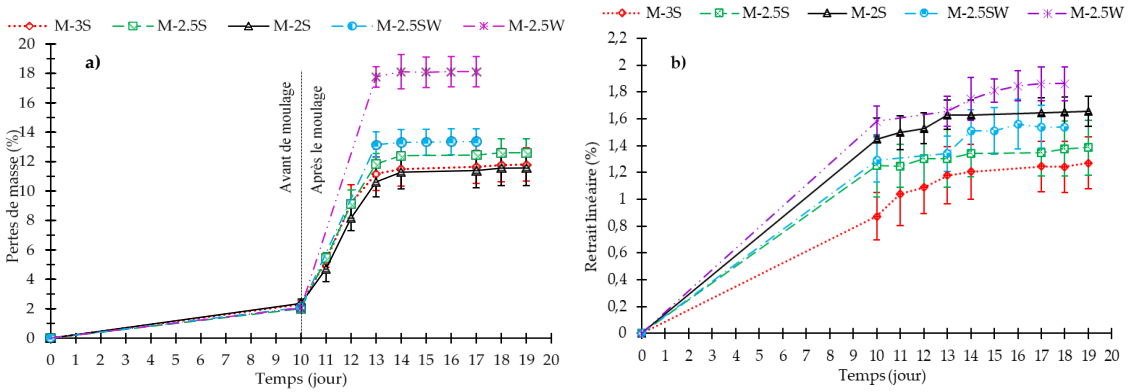


FIGURE 1. ***Évolution de la perte de masse (a) et du retrait linéaire (b) des éprouvettes de mortier au cours du séchage.***

B. Résistance à la compression et à la traction par flexion

La figure 2 présente les résistances à la traction par flexion et à la compression des mortiers après séchage. Les valeurs moyennes se situent entre 1,06 MPa et 1,42 MPa pour la résistance à la traction par flexion et, entre 3,20 MPa et 3,70 MPa pour la résistance à la compression. Une légère

amélioration de la résistance à la compressiion est obsevée avec le mortier contenant uniquement de la chamotte (3,37 ± 0,23 MPa pour M-2.5S et 3,64 ± 0,31 MPa pour M-2.5W). Comme (Pedergnana and Elias-Ozkan, 2021) on note aussi une diminution de la résistance à la compression avec la teneur en granulat (3,20 ± 0,36 MPa pour M-3S et 3,65 ± 0,29 MPa pour M-2S).

Cet effet favorable de l'augmentation de la fraction volumique du limon argileux n'est pas observé dans les valeurs de résistance à la traction par flexion . Les mortiers ayant les résistances à la traction par flexion les plus faibles (M-2S et M-2,5W) ont le retrait le plus important. On peut supposer que les microfissures liées au retrait favorisent l'initiation de la rupture par traction. Cependant, étant donné les écarts types, il est difficile de conclure définitivement.

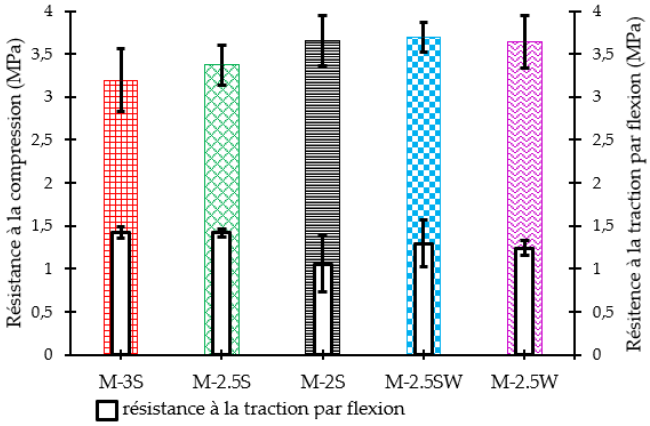


FIGURE 2. ***Résistance à la compression et à la traction par flexion des mortiers à la température ambiante.***

C. Observations après exposition aux différents cycles de chauffage/refroidissement

La figure 3 présente les observations macroscopiques des différentes éprouvettes en fonction de la température (jusqu'à 600°C). A température ambiante, aucune différence n'est observée sur le mortier contenant uniquement du sable (M-XS). Par contre, les mortiers de chamotte, M-2.5SW et M-2.5W, présentent une couleur rougeâtre liée à la couleur initiale de la chamotte. A 200°C, les échantillons présentent la même texture et aucune fissure n'est visible. A partir de 400°C, tous les échantillons sont devenus rouges. La couleur rouge devient plus intense avec l'augmentation de la température. Les échantillons contenant de la chamotte ont plus rougi que les échantillons M-XS. Aucune fissure visible n'a été observée sur les échantillons jusqu'à 600°C. Mais à 800°C (Figure 4), toutes les éprouvettes contenant du sable étaient complètement fissurées dans toutes les directions Ceci pourrait s'expliquer par la décarbonatation de la calcite (Sani, 2018). A l'exception des mesures de masse, il n'était plus possible d'effectuer d'autres essais sur ces éprouvettes. Après seulement une semaine, les multi-fissures se sont transformées en dislocation complète des éprouvettes. Cette dislocation peut s'expliquer par une réabsorption de l'humidité du CaO qui s'accompagne d'une augmentation de volume de 100% (Sani, 2018). Le mortier M-2.5SW présente des fissures plus fines et moins nombreuses que les mortiers M-XS En revanche, les éprouvettes de mortier M-2.5W ne présentaient aucune fissure visible.

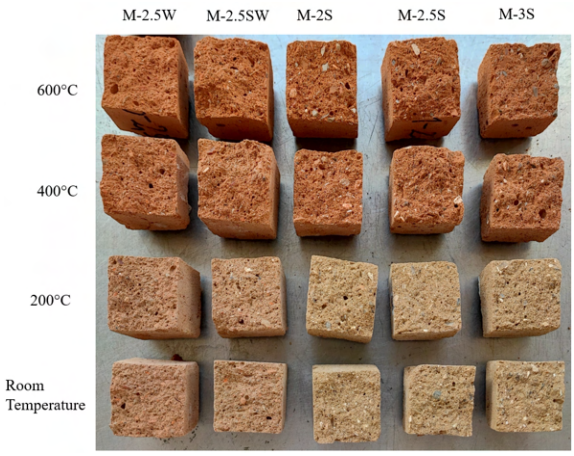


FIGURE 3. ***Variation de la couleur des éprouvettes en fonction des cycles de chauffage/refroidissement.***

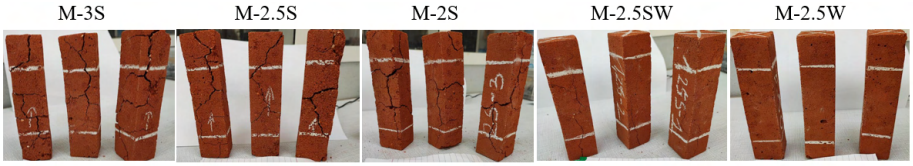


FIGURE 4. ***Faciès de rupture des éprouvettes après le cycle chauffage/refroidissement de 800°C.***

D. Analyses TG/DSC

Les résultats du test ATG/DSC effectué sur les matières premières sont présentés dans la Figure 5 sous forme de Courbe de perte de masse (TG) et sa dérivée (DTG) et de courbe DSC en fonction de la température. Cinq zones distinctes peuvent être identifiées :

Zone 1 - [20°C ; 200°C] : dans cette zone, une perte de masse de 1,26% avec un pic DTG autour de 100°C est observée pour le limon argileux. Cette perte de masse correspond au départ libre de l'eau vers 80°C (eau libre) et à l'élimination de l'eau adsorbée et d'intercouche des minéraux argileux entre 100 et 200°C (Igra Pohowe et al., 2023).

Zone 2 - [200 ; 400°C] : dans cette zone, on observe une perte de masse de 0,82% du limon argileux matérialisée par un pic sur la courbe DTG autour de 300°C, qui peut être attribué à la transformation de la goethite autour de 300°C en oxyde de fer ((Wang et al., 2021),(Sani, 2018)).

Zone 3 - [400 ; 600°C] : dans cette zone, on observe une perte de masse de 1,30% matérialisée par un pic sur la courbe DTG autour de 500°C. Cette perte de masse peut être expliquée par la déshydroxylation entre 450°C et 550°C de la kaolinite présente dans le limon argileux en métakaolin (Sani, 2018). Le pic sur les courbes DSC de toutes les matières premières observé autour de 572°C s'explique par la transformation du quartz-α en quartz-β (Wang et al., 2021).

Zone 4 – [600°C ; 850°C] : dans cette zone, on observe une perte de masse de 0,75% et 0,55% pour le limon argileux et la chamotte W_(0/4) , respectivement. Cette perte de masse matérialisée par un pic sur la courbe DTG autour de 700°C, peut être expliquée par la déshydroxylation des minéraux argileux (illite ou montmorillonite) (Sani, 2018) et des minéraux argileux résiduelles présents dans la chamotte W_(0/4) . Le sable S présente une perte de masse de 8,75% matérialisée par un pic sur la courbe DTG autour de 800°C. Cette perte de masse peut être attribuée à la décarbonatation de la calcite (Sani, 2018).

Zone 5 au-delà de 850°C : dans cette zone, aucune transformation particulière n'est observée.

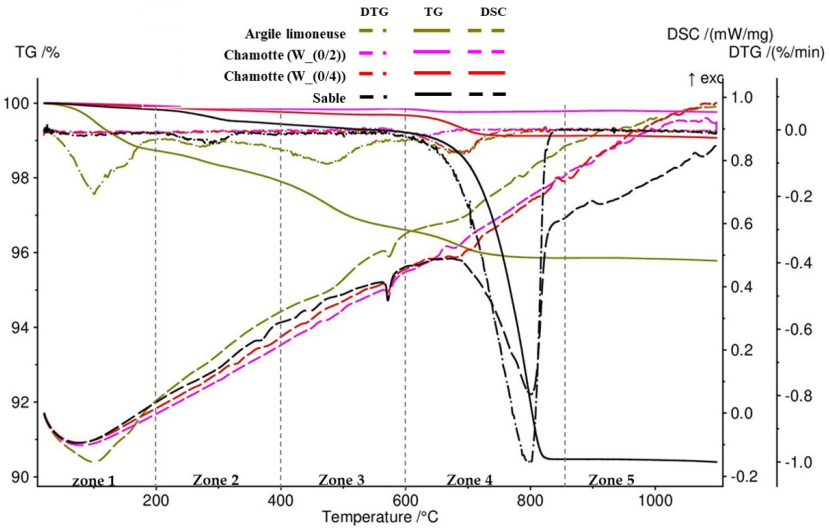


FIGURE 5. ***Courbes ATG/DSC jusqu'à 1200°C.***

E. Vitesse des ondes ultrasonores et conductivités thermiques

Vitesse des ondes ultrasonores (US) : La figure 6. (a) présente l'évolution de la vitesse des ondes ultrasonores sur les éprouvettes des différents mortiers. A température ambiante, les vitesses d'onde US des éprouvettes de mortiers M-3S, M-2,5S, M-2S, M-2,5SW et M-2,5W (en km/s) sont respectivement de 2,36 ± 0,01 ; 2,32 ± 0,03 ; 2,36 ± 0,02 ; 2,15 ± 0,01 et 1,85 ± 0,01. Après 200°C. les vitesses d'onde US diminuent avec la température. Cette diminution est accentuée par l'augmentation de la quantité de sable. Par rapport à la température ambiante, on observe à la température de 600°C une diminution de 51%, 48%, 42%, 41% et 17% pour les mortiers respectivement M-3S, M-2,5S, M-2S, M-2,5SW, et M-2,5W, et à 800°C le mortier M-2,5W subit une diminution de 26%. Le mortier avec une substitution de 100% du sable par de la chamotte (M-2.5W) ne montre aucune réduction de la vitesse US jusqu'à 400°C et une diminution faible après 400°C. Pour les mortiers M-XS, la diminution de la vitesse US est plus faible lorsque la teneur en limon argileux augmente. Ce résultat montre que la présence de sable semble endommager le mortier au-delà de 200°C.

Conductivité thermique : La figure 6. (b) montre que les conductivités thermiques résiduelles, mesurées après refroidissement des différents mortiers diminuent avec la température. A température ambiante, les éprouvettes de mortiers M-3S, M-2.5S, M-2S, M-2.5SW et M-2.5W (en W/mK) ont des conductivités thermiques respectives de 1,38 ± 0,01 ; 1,46 ± 0,01 ; 1,49 ± 0,09 ; 1,13 ± 0,00 et 0,80 ± 0,00. La porosité contenue dans les grains de chamotte entraîne une diminution de la conductivité thermique. La teneur en quartz du sable, dont la conductivité thermique est plus élevée que celle de l'argile, joue également un rôle dans la valeur de conductivité des mortiers M-XS. À 600 °C, elles enregistrent respectivement une baisse de 34%, 29%, 26%, 29% et 25 et A 800°C, la conductivité thermique de M-2.5W chute à 31,26%. Ce résultat est en corrélation avec l'évolution de la vitesse ultrasonique. Les diminutions des conductivités thermiques, plus importante dans les mortiers de sable peuvent être en partie attribuées à la décohésion des grains de sable de la matrice argileuse, ce qui augmente la porosité. La déshydratation et à la déshydroxylation des minéraux argileux au cours du chauffage pourrait contribuer à la diminution de la conductivité des mortiers de chamotte.

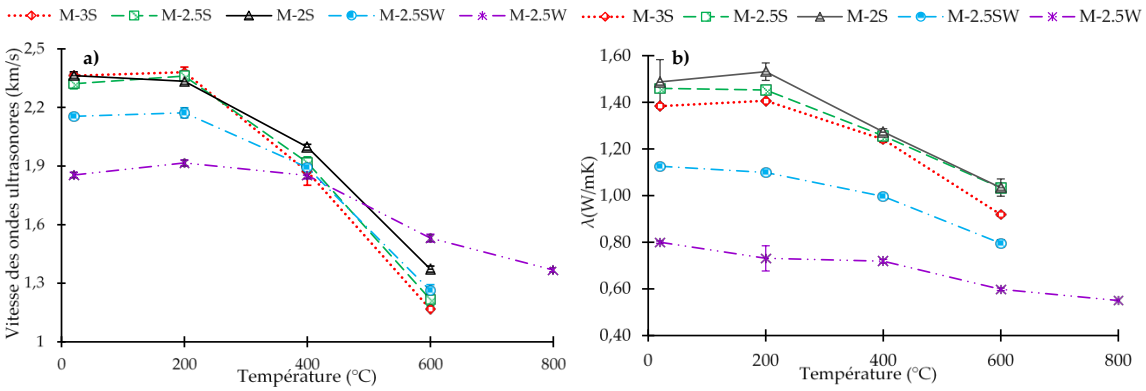


FIGURE 6. ***Évolution de la vitesse ultrasonique (a) et de la conductivité thermique (b) des mortiers en fonction du cycle de chauffage/refroidissement.***

F. Résistances mécaniques

Résistances résiduelles à la compression : La figure 7. (a) présente l'évolution de la résistance à la compression des différents mortiers. A la température ambiante, les résistances à la compression des mortiers M-3S, M-2,5S, M-2S, M-2,5SW et M-2,5W (en MPa) sont respectivement de 3,20 ± 0,36 ; 3,37 ± 0,23 ; 3,65 ± 0,29 ; 3,69 ± 0,17 et 3,64 ± 0,31. A la température de 600 °C, les mortiers M-3S, M-2,5S, M-2S, M-2,5SW et M-2,5W enregistrent respectivement une augmentation de résistance de 58%, 52%, 75%, 82% et 99%. Cette augmentation de la résistance résiduelle à la compression est attribuée successivement à la déshydratation et à la déshydroxylation des minéraux argileux (Igra Pohowe et al., 2023), (Siyapze et al., 2023). La présence de sable semble limiter l'augmentation de la résistance avec la température entre 400°C et 600°C. Cette limitation pourrait être attribuée à la perte d'adhérence entre les grains de limon argileux et de sable. En effet, la transformation du quartz-α en quartz-β s'accompagne d'une dilatation (Sani, 2018) créant des contraintes qui finissent par générer des microfissures. A 800°C, la résistance à la compression résiduelle du mortier M-2.5W augmente de 148%.

Résistances résiduelles à la traction par flexion : La figure 7. (b) montre que les résistances à la traction par flexion résiduelle des différents mortiers diminuent à partir de 200°C, sauf pour le M-2.5W. Sachant qu'à la température ambiante les résistances à la traction par flexion des mortiers M-3S, M-2,5S, M-2S, M-2,5SW et M-2,5W (en MPa) sont respectivement de 1,42 ± 0,06 ; 1,42 ± 0,05 ; 1,06 ± 0,32 ; 1,29 ± 0,27 ; 1,2 ± 0,09, à la température de 600 °C, les mortiers M-3S, M-2.5S, M-2S et M-2.5SW enregistrent une baisse de résistance de 69%, 52%, 18% et 36% respectivement pour les échantillons. Par contre la résistance à la traction par flexion des mortiers M-2.5W reste plus élevée de 5% à 600°C et ne diminue que de 7% à 800°C. Pour les échantillons M-XS, la perte de résistance est liée à la teneur en sable. La résistance à la traction par flexion semble plus affectée par le sable que la résistance à la compression. Cela s'explique par le fait que la résistance à la traction par flexion est fortement influencée par l'interface matrice argileuse/sable, ainsi que par la présence de microfissures après séchage. On peut aussi supposer que la déformation thermique différentielle entre le sable en expansion et le limon argileux en contraction peut générer des contraintes à l'interface pendant le chauffage, ce qui peut affaiblir la liaison de l'interface. Il convient de noter que la résistance à la traction par flexion de M-2,5W, a subi une légère diminution après de 400°C, contrairement à sa résistance à la compression qui augmente continuellement entre 200°C et 800°C.

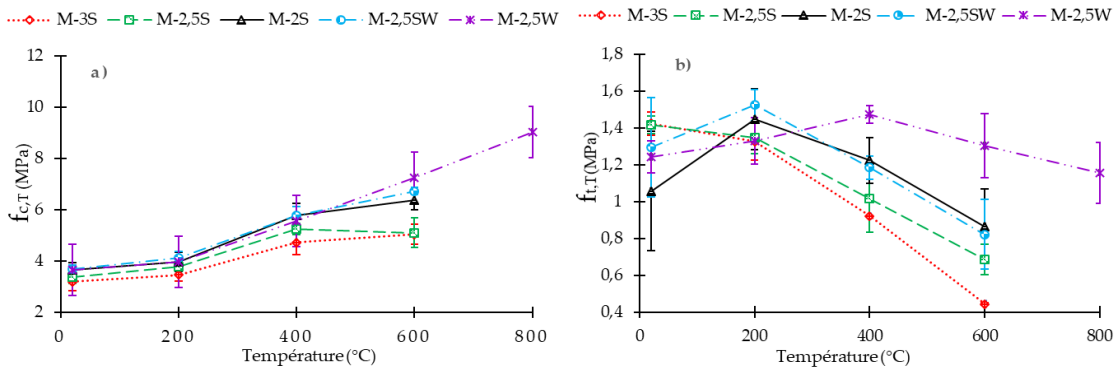


FIGURE 7. ***Évolution de la résistance à la compression (a) et à la traction par flexion (b) après un cycle de chauffage-refroidissement en fonction de la température de chauffage.***

IV. CONCLUSION

Cette étude a examiné l'effet de températures élevées sur cinq mortiers de terre crue fabriqués avec une terre limono-argileuse, du sable silico-calcaire et de la chamotte.

À température ambiante, l'étude a montré que la présence des granulats limitait le retrait linéaire de séchage et qu'aucune fissure n'était visible sur les mortiers testés. La substitution du sable par la chamotte a conduit à une augmentation du retrait sans compromettre les performances mécaniques. Les cinq mortiers ont présenté des valeurs de résistance mécanique très supérieures aux valeurs minimales définies dans les normes DIN 18946 (pour les mortiers de terre crue) et DIN 18947 (pour les enduits de terre). La conductivité thermique s'est avérée peu sensible à la teneur en sable, mais a été considérablement réduite par l'utilisation de la chamotte.

À haute température, le mortier M-2,5W a présenté une perte de masse minimale tandis que les mortiers contenant du sable ont présenté une perte de masse plus importante. Les mesures de vitesses des ondes ultrasoniques ont montré une faible sensibilité à la teneur en sable et diminuait significativement après 200°C. La diminution était moins marquée sur le mortier M-2,5W. La conductivité thermique a diminué après 200°C pour tous les mortiers, et ceux contenant de la chamotte sont toujours restés inférieurs à ceux contenant du sable. La résistance à la compression de tous les échantillons a augmenté avec la température jusqu'à 600°C pour les mortiers contenant le sable et 800°C pour M-2,5W. La résistance à la traction par flexion a diminué après 200°C, en particulier pour M-3S. La résistance à la traction par flexion de M-2.5W a augmenté jusqu'à 400°C avant de diminuer légèrement jusqu'à 800°C.

En résumé, cette étude a mis en évidence l'effet négatif du sable silico-calcaire sur les mortiers de terre crue en situation d'incendie et a permis de développer une formulation de mortier de terre (M-2.5W) qui présente de très bonnes performances à température ambiante et à haute température (au moins jusqu'à 800°C). Ce mortier est produit uniquement à partir de déchets, ce qui constitue un avantage écologique : une terre limono-argileuse provenant de sites d'excavation et des déchets de briques provenant d'usines produisant de la céramique rouge. Il peut être utilisé à la fois comme mortier de hourdage et de jointoiement pour la maçonnerie en terre et comme enduit de terre crue. En guise de perspective, des essais type incendie sur ces mortiers et enduits en terre crue doivent être réalisées afin d'évaluer la durée de l'isolation au feu.

Remerciements : Cette recherche a été rendue possible grâce au programme de cotutelle EUTOPIA.

V. REFERENCES

Abdallah, R., Carré, H., Perlot, C., La Borderie, C., El Ghoche, H., 2024. Study of the risk of instability in earthen bricks subjected to fire. Mater Struct 57, 16. https://doi.org/10.1617/s11527-023-02284-9

Anglade, E., Aubert, J.-E., Sellier, A., Papon, A., 2022. Physical and mechanical properties of clay–sand mixes to assess the performance of earth construction materials. Journal of Building Engineering 51, 104229. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104229

Arduin, D., Caldas, L.R., Paiva, R. de L.M., Rocha, F., 2022. Life Cycle Assessment (LCA) in Earth Construction: A Systematic Literature Review Considering Five Construction Techniques. Sustainability 14, 13228. https://doi.org/10.3390/su142013228

Bruno, A.W., Gallipoli, D., Perlot, C., Mendes, J., 2019. Optimization of bricks production by earth hypercompaction prior to firing. Journal of Cleaner Production 214, 475–482. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.12.302

Delinière, R., Aubert, J.E., Rojat, F., Gasc-Barbier, M., 2014. Physical, mineralogical and mechanical characterization of ready-mixed clay plaster. Building and Environment 80, 11–17. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2014.05.012

DIN 18946, Earth masonry mortar - Requirements, test and labelling, 2018.

EN 1015-3, Methods of test for mortar for masonry - Part 3 : determination of consistence of fresh mortar (by flow table), 1999.

EN 1097-6, Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 6 : determination of particle density and water absorption, 2022.

EN ISO 17892-12, Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 12 : determination of liquid and plastic limits, 2018.

Guide des bonnes pratiques de la construction en terre crue, 2022. . France.

Igra Pohowe, S., Abdallah, R., Pliya, P., Beaucour, A.-L., 2023. Influence of sawdust and flax shives on the high temperature mechanical behavior of earthen materials. Materials Today: Proceedings. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.06.240

Log, T., Gustafsson, S.E., 1995. Transient plane source (TPS) technique for measuring thermal transport properties of building materials. Fire and Materials 19, 43–49. https://doi.org/10.1002/fam.810190107

Minke, G. (Ed.), 2006. The properties of earth as a building material, in: Building with Earth: Design and Technology of a Sustainable Architecture. Birkhäuser, Basel, pp. 19–35. https://doi.org/10.1007/3-7643-7873-5_2

Pedergnana, M., Elias-Ozkan, S.T., 2021. Impact of various sands and fibres on the physical and mechanical properties of earth mortars for plasters and renders. Construction and Building Materials 308, 125013. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125013

Sani, R., 2018. Étude des transformations microstructurales de mélanges argile/Combustibles Solides de Récupération (CSR) lors de la cuisson : relations entre propriétés physico-chimiques, mécaniques et thermiques.

Siyapze, F., Pliya, P., Abdallah, R., Beaucour, A.-L., 2023. Influence of sawdust and soil type on the high temperature behavior of raw earth bricks. Materials Today: Proceedings. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.07.093

Wang, S., Gainey, L., Baxter, D., Wang, X., Mackinnon, I.D.R., Xi, Y., 2021. Thermal behaviours of clay mixtures during brick firing: A combined study of in-situ XRD, TGA and thermal dilatometry. Construction and Building Materials 299, 124319. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124319

Analyse de l'influence de la teneur en eau et des agrégats végétaux sur le phénomène de retrait dans des blocs de terre crue

Imane Gharbage [1], Ferhat Benmahiddine [1] ,Nassim Sebaibi [1]

[1] *Builders Lab, Builders Ecole d'Ingénieurs, ComUE NU, 1 rue Pierre et Marie Curie, 14610, Epron, France*

RESUME

Loin d'être un matériau du passé, la terre crue s'aligne avec les enjeux du développement durable actuels. C'est un matériau localement disponible et réutilisable, assurant un confort hygrothermique optimal, présentant ainsi une faible empreinte environnementale et énergétique. Ces avantages s'accompagnent par certaines limitations liées essentiellement aux performances techniques. Parmi ces limites au développement de la construction en terre, le phénomène du retrait est identifié comme un point crucial. Ainsi, des investigations approfondies de ce phénomène sont requises afin de développer des techniques de construction visant à minimiser ses effets. Cet article vise à analyser l'effet de la teneur en eau et de la paille de blé sur le phénomène du retrait caractérisant la terre crue. Les différents résultats montrent une augmentation du retrait linéaire avec la teneur en eau a été observé. En revanche, l'incorporation de la paille de blé a montré un effet favorable, permettant ainsi une réduction du retrait longitudinal et latéral respectivement d'environ 70% et 100%.

Mots-clefs Matériaux géosourcés ; Paille de blé ; Résistance à la compression ; Retrait

Key-words Earthen materials ; Wheat straw ; Compressive strength ; Shrinkage

I. INTRODUCTION

La construction a un impact majeur sur l'environnement et l'équilibre écologique en raison de sa forte consommation de ressources naturelles telles que le sable, l'acier, l'aluminium et l'eau. Les activités de construction engendrent également d'importantes émissions de gaz à effet de serre et une production conséquente de déchets non dangereux. En 2022, le secteur de la construction représentait environ un quart des émissions mondiales de CO_2 et absorbait près de 30 % de la consommation énergétique finale à l'échelle mondiale (Energy System IEA, 2023). La prise en conscience des enjeux environnementaux et énergétiques actuels du domaine de la construction conduisent à mettre l'accent sur les matériaux verts qui permettent de réduire les impacts énergétiques et environnementaux en assurant un confort hygrothermique, acoustique et une bonne qualité de l'air intérieur. Cela inclut notamment l'utilisation des matériaux biosourcés et géosourcés. Cet intérêt vers la construction en terre a suscité l'attention de nombreux chercheurs, notamment sur le retrait de la terre crue. La mesure du phénomène du retrait de la terre crue est l'un des paramètres les plus importants pour évaluer le comportement et les performances d'une construction en terre crue. La terre crue, contenant de l'argile, gonfle au contact de l'eau et rétrécit au séchage. Dans les deux cas, des déformations se produisent, d'où l'importance du contrôle du

gonflement/retrait de la terre. Ainsi, la gravité de ce phénomène dépend principalement de la teneur en argile (distribution granulométrique), du type de l'argile et de la teneur en eau/humidité (Hall & Djerbib, 2004; Hamard et al., 2013; Mkaouar et al., 2019; Quagliarini & Lenci, 2010; Smith' & Austin, 1996). En effet, en présence de certains minéraux argileux tels que les smectites, un gonflement important se produit lors de l'absorption d'eau pendant la préparation du mélange, suivi de retrait excessifs lorsque la terre sèche. Cette réaction est principalement dû à la grande capacité d'échange ionique et la surface spécifique de certaines argiles gonflantes (BERGAYA et al., 2011; Wagner, 2013). Par conséquent, une grande attention a été accordée à la détermination expérimentale de ce paramètre. Plusieurs méthodes expérimentales existent pour évaluer le retrait de la terre crue. Parmi les approches les plus couramment utilisées figure le suivi du retrait linéaire de la terre crue dans des moules rectangulaires. Cette méthode implique le suivi du retrait d'un échantillon en terre sur sa longueur et sa largeur dans le temps jusqu'à sa stabilisation (NZS 4298, 1998). Différents normes guides et recherches (Cycle Terre, 2021; GBPCT, 2018; NZS 4298, 1998; RIGASSI, 1995; Standards Australia, 2002) ont établi les limites maximales acceptables de retrait pour la construction en terre crue, tel que présenté dans le Tableau 1.

TABLEAU 1. Le retrait linéaire accessible selon plusieurs références.

Retrait linéaire maximal accessible	Référence
0.05%	(NZS 4298, 1998)
2.5%	(Standards Australia, 2002)
0,5 mm/m	(Cycle Terre, 2021)
5 mm/m	(GBPCT, 2018)
1%	(RIGASSI, 1995)

Plusieurs études recommandent l'incorporation des granulats végétaux dans les matériaux à base de terre crue. Cette pratique permet de minimiser les phénomènes de gonflement/retrait excessifs de l'argile après le séchage. Dans ces études, le retrait de la terre renforcée est mesuré avant et après le séchage complet. Les résultats ont pu montrer que différents granulats végétaux notamment les fibres de canne à sucre, de coco, de palmier [13], la paille d'orge (Bouhicha et al., 2005), les fibres de jute (Zardari et al., n.d.), de bambou et sisal (Ghavami et al., 1999; Hamard et al., 2013), le roseau et les fibres de lin (Azil, 2022) ou encore le foin de blé (Mohamed, 2013a), réduisent le pourcentage de retrait linéaire. Danso, Humphrey, et al. (Danso et al., 2015) ont étudié le retrait linéaire de blocs de terre renforcé avec 0.25, 0.5, 0.75 et 1% de fibres de coco, de palmier ou encore de canne à sucre en mesurant la longueur de l'échantillon à l'aide d'un comparateur avant et après le séchage. Les résultats ont indiqué que le retrait linéaire des blocs de sol diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres. L'incorporation de 1% de fibre de canne à sucre ou de coco a permis de réduire le retrait de 53% par rapport à la référence (0% de fibres). D'autre part, l'incorporation de 1% de fibres de palmier a réduit le retrait de 61%. Ces résultats ont été expliqués par la capacité des fibres à s'opposer à la déformation de la matrice du sol par frottement. Cet effet a été également confirmé par Bouhicha et al., 2005 qui ont étudié l'effet du temps de séchage et de la paille d'orge sur le retrait linéaire et volumique de la terre crue. Cette étude a montré que le retrait augmente avec le temps pour tous les sols à mesure que le séchage augmente. Cependant, ce phénomène diminue avec l'augmentation du taux de renforcement. Pa ailleurs, le retrait s'est stabilisé plus rapidement dans les échantillons renforcés car la paille accélère l'évaporation par les canaux d'air qu'elle forme. Toutefois, il a été démontré que l'utilisation excessive de granulats végétaux peut provoquer un

retrait accru (Demir, 2006). Demir, 2006 a attribué ce résultat à la forte capacité d'absorption d'eau des granulats végétaux qui augmente la teneur en eau requise pour obtenir le mélange optimal. Cette augmentation de la teneur en eau favorise ainsi le retrait du mélange comme le confirme plusieurs études antérieures (Mkaouar et al., 2019). Par exemple, Mkaouar et al., 2019 ont analysé le retrait volumétrique de huit formulations différentes en faisant varier la teneur en eau : 70% de sable et 30% d'argile avec des proportions d'eau variant de 8% à 22%. Les résultats de cette étude ont montré que l'augmentation de la teneur en eau engendrait une perte de masse accrue, favorisant ainsi le retrait. Le pourcentage de retrait est passé donc de 3.39% à 4.68% pour des teneurs en eau respectives de 8% et 22%.

Ainsi, il est essentiel d'évaluer les caractéristiques de retrait d'un sol et de les intégrer dans la conception pour répondre aux besoins de service de la structure prévue afin de prendre en compte les éventuelles variations dimensionnelles et tassement durant la durée de vie d'un bâtiment en terre crue. En analysant l'effet de la teneur en eau et de la paille de blé sur le retrait de la terre crue, cette recherche avait pour objectif d'enrichir la base de données existante sur différents granulats naturels utilisés pour le renforcement de la terre à travers la mesure du retrait de la terre crue. Parallèlement, elle offre des perspectives sur la faisabilité et les avantages de l'utilisation des sous-produits agricoles pour la construction durable.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux

Dans ce travail, la terre issue du chantier du Grand Paris Express en Île-de-France et la paille de blé normande, ont été utilisées. La granulométrie et la plasticité de cette terre ont été évaluées afin de classifier ce matériau. La distribution granulométrique obtenue par tamisage par voie humide et sédimentation conformément à la norme (NF EN ISO 17892-4, 2018), est présentée dans la Fig. 1. Les propriétés de plasticité de la fraction fine ont été évaluées en se basant sur les limites d'Atterberg et la valeur de bleu de méthylène conformément aux normes (NF EN 17542-3, 2022; NF EN 17892-12, 2018), respectivement. Pour assurer une bonne répétabilité des résultats, trois mesures ont été effectuées pour chaque essai. Le Tableau 2 récapitule les différentes propriétés de la terre étudiée. D'après les résultats de cette caractérisation et selon la classification L.C.P.C / U.S.C.S, la terre étudiée est une terre argileuse.

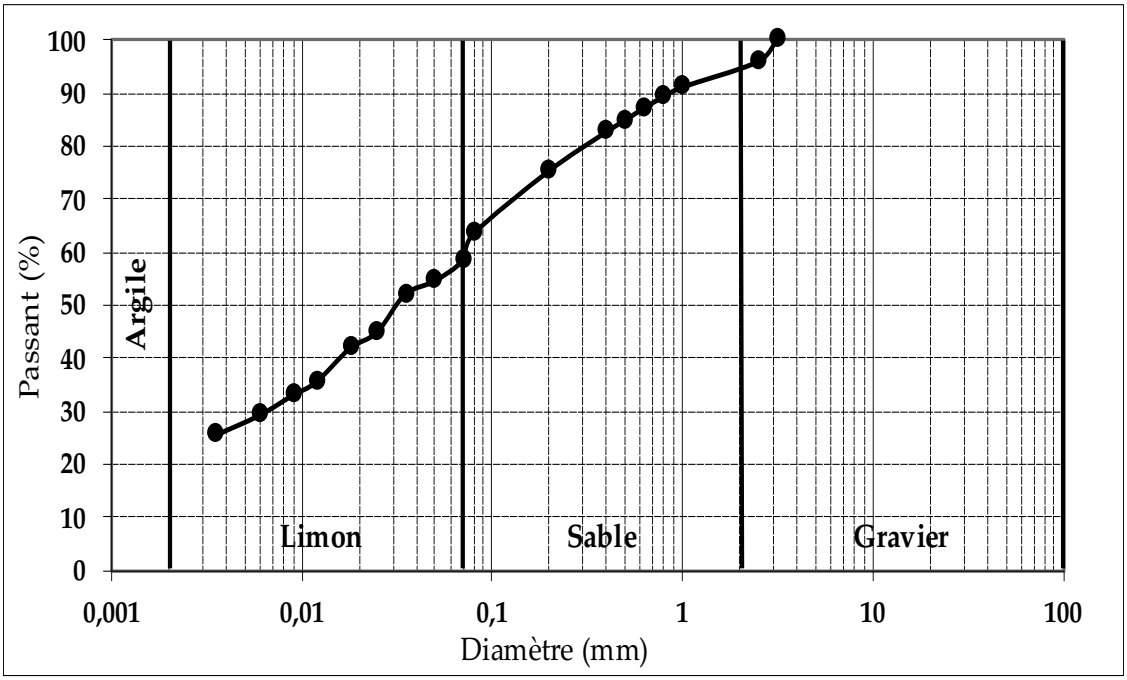


FIGURE 1. Distribution granulométrique de la terre étudiée.

TABLEAU 2. Les propriétés de la terre étudiée.

Nature de la terre	Terre argileuse	
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité (Wl %)	35 ±1
	Indice de plasticité (Ip %)	12 ±2
Valeur de bleu de méthylène	VBS*sol* (g/100g)	2.78 ±0.13

Concernant les granulats végétaux, la paille de blé a été broyée avec un broyeur à couteaux. Les dimensions de granulats variaient entre 1 et 3 cm tels que présenté dans la Fig. 2.



FIGURE 2. Paille de blé broyée.

Dans le cadre de cette étude, dix formulations à base de terre crue renforcée ou non avec la paille de blé ont été étudiées. Les formulations sont résumées dans le Tableau 3.

TABLEAU 3. Les différentes formulations des matériaux étudiés.

Formulations	Pourcentage massique par rapport à la masse totale de sol utilisée	
	Paille de blé (%)	Teneur en eau (%)
Ref-20W	-	20
Ref-22W	-	22
Ref-24W	-	24
Ref-26W	-	26
Ref-28W	-	28
Ref-30W	-	30
1PB-30W	1	30
2PB-30W	2	30
3PB-30W	3	30
4PB-30W	4	30

B. Méthodes de caractérisation

Le phénomène de retrait concerne principalement la fraction fine de la terre. Pour cela, la terre étudiée a été tamisée préalablement à 80 µm afin d'amplifier l'effet du retrait et de mieux mettre en évidence l'effet des granulats végétaux sur ce phénomène. Les mélanges ont été préparés manuellement en ajoutant progressivement la paille de blé jusqu'à l'obtention d'une pâte homogène. Ils ont été ensuite compactés dans des moules de 16x4x4 cm. Le phénomène de retrait est un processus qui prend beaucoup de temps. Afin d'accélérer l'observation du retrait des échantillons, les éprouvettes ont été séchées à 40°C jusqu'à dessiccation. Enfin, le retrait linéaire a été mesuré sur la longueur (l) et la largeur (L) des échantillons tout au long de leur processus de séchage jusqu'à la stabilisation du retrait, à l'aide d'un pied à coulisse, tel que présenté sur la Fig.3. Il est important de souligner que la méthode de mesure du retrait linéaire avec un pied à coulisse est une méthode courante et largement utilisée. Cependant, elle reste une méthode très sensible et dépendante de l'utilisateur, ce qui entraine une incertitude qui peut parfois être significative. Pour assurer une bonne répétabilité des résultats, trois éprouvettes ont été fabriquées pour chaque formulation et les mesures de retrait ont été répétées plusieurs fois afin de minimiser les erreurs de lecture.

FIGURE 3. Echantillons étudiés, de Ref-20W à gauche à 4PB-30W à droite.

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Retrait

L'évolution du retrait linéaire en fonction de la teneur en eau et de la teneur en paille de blé est présentée dans la Fig.4 et la Fig. 5, respectivement. Un écart type minimal de 0.05% a été calculé pour un retrait de 1.60% (correspondant à la formulation Ref-28W) et un écart type maximal de 1,96% a été calculé pour un retrait de 6.16% (correspondant à la formulation Ref-24W). Pour éviter d'encombrer les graphiques, les barres d'erreurs n'ont pas été présentées. Sur la base de ces résultats, il a été constaté que l'évolution du retrait dépend à la fois de la teneur en eau et de la

teneur en paille de blé. En effet, la Fig. 4a et la Fig. 4b montrent une augmentation du retrait longitudinal et latéral, respectivement, avec l'augmentation de la teneur en eau. Cependant ce phénomène de retrait diminue avec la teneur en paille de blé, comme illustré dans la Fig. 5a et la Fig. 5b.

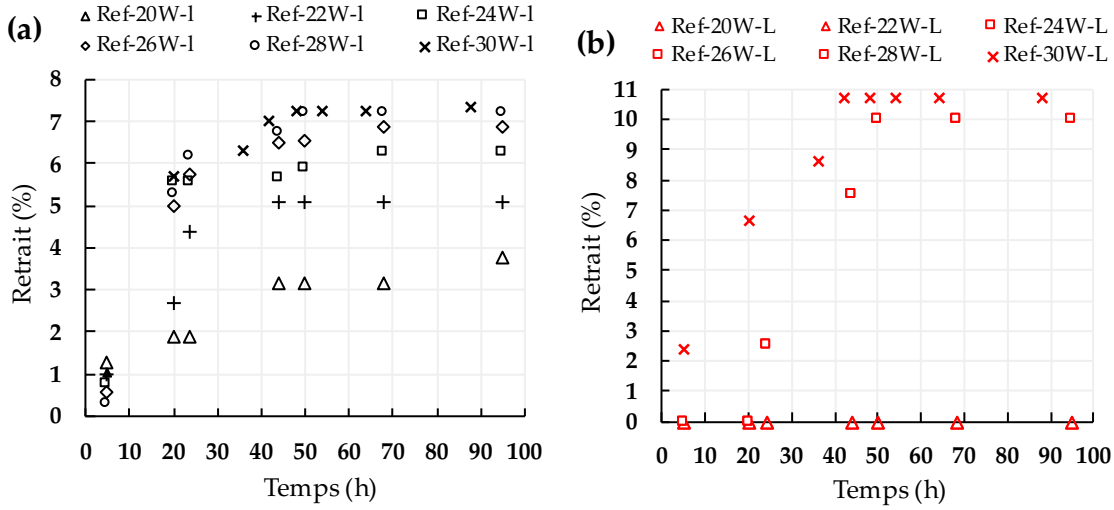


FIGURE 4. Evolution du retrait longitudinal (a) et latéral (b), dans le temps, en fonction de la teneur en eau.

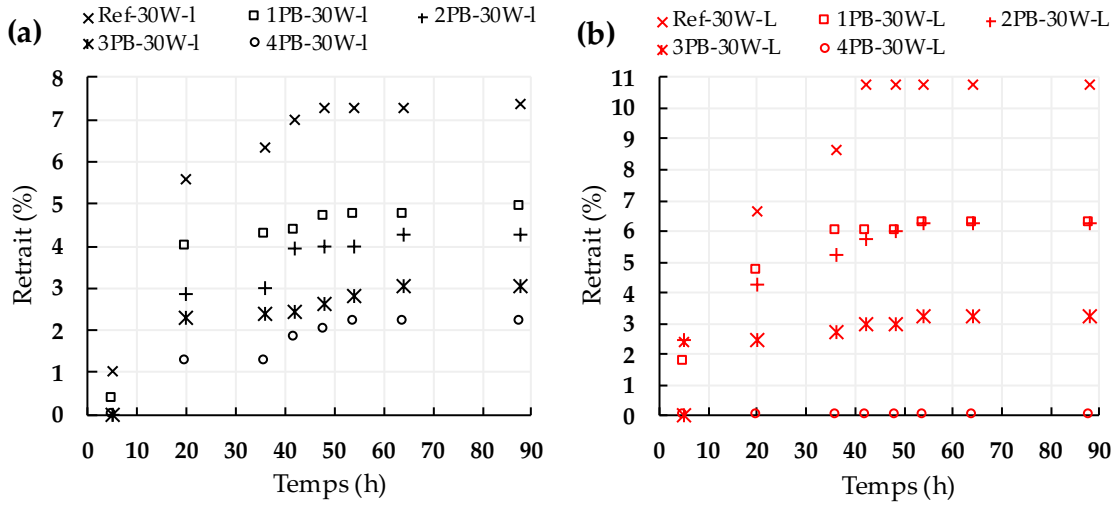


FIGURE 5. Evolution du retrait longitudinal (a) et latéral (b), dans le temps, en fonction de la teneur en paille de blé.

Après stabilisation, le retrait longitudinal et latéral varie de 2% à 7% et de 0% à 11%, respectivement. Le retrait longitudinal maximal obtenue, 7%, correspond à l'échantillon Ref-30W qui contient la teneur en eau la plus élevée. Ce pourcentage représente une augmentation de 18% par rapport à la référence Ref-24W, contenant la teneur en eau plastique de la terre. Ces résultats peuvent s'expliquer par la capacité d'absorption d'eau de la terre, et son évaporation pendant le séchage. Cela dépend principalement du type et de la quantité des argiles dans la terre. En effet, en présence des argiles gonflantes tels que la montmorillonite et la bentonite, un gonflement important se produit pendant la formulation, suivi d'un retrait significatif lors du séchage. Concernant les

échantillons renforcés avec 1%, 2%, 3% et 4% de paille de blé, une diminution du retrait longitudinal de 32%, 40%, 58% et 70%, respectivement, par rapport à Ref-30W, a été constatée. De plus, 4% de paille de blé a permis d'empêcher le retrait latéral. Ainsi, la formulation 4PB-30W respecte la limite supérieure de retrait (2.5%) exigée par les standards australiens (Standards Australia, 2002). Ces observations s'alignent avec les conclusions antérieures sur l'influence des granulats végétaux sur le retrait de la terre crue (Danso et al., 2015; Ghavami et al., 1999; Mkaouar et al., 2019; Mohamed, 2013b). Ces effets s'expliquent par les caractéristiques des granulats végétaux. En effet, la capacité des granulats végétaux à s'opposer à la déformation de la matrice du sol par frottement diminue le gonflement/retrait de la terre. Parallèlement, leur grande capacité d'absorption d'eau va leur permettre d'absorber l'eau du mélange et le libérer directement, à travers leurs pores.

VI. CONCLUSION

La présente étude visait à évaluer l'effet de la teneur en eau et de la quantité de paille de blé sur le retrait linéaire de la terre crue. Les résultats mettent en évidence les conclusions suivantes :

- Le retrait linéaire des échantillons de terre crue est proportionnel à la teneur en eau initiale pendant la préparation du mélange. Un retrait maximal, longitudinal et latéral, de 7.36% et 10.75% ont été obtenus sur l'échantillon formulé avec la teneur en eau la plus élevée, à savoir Ref-30W.
- L'incorporation de la paille de blé conduit à une amélioration significative du retrait de la terre crue. L'ajout de 4% de paille de blé (4PB-30W) a entrainé une diminution du retrait longitudinal et latéral de 70% et 100%, respectivement, par rapport à la référence, formulée avec la teneur en eau la plus élevée (Ref-30W).

Cette étude a permis donc de mettre en évidence, d'une part, l'importance de formuler des blocs de terre crue avec une teneur en eau optimale permettant de minimiser le phénomène de retrait, et d'autre part, l'effet positif de l'incorporation de la paille de blé sur le retrait de la terre crue, soulignant ainsi le potentiel de l'incorporation des granulats végétaux dans la terre crue.

REFERENCES

Azil, A. (2022). *Etude des performances mécanique et hygrothermique des matériaux en terre et fibre végétale : application dans un bâtiment pilote*.

BERGAYA, F., JABER, M., & LAMBERT, J. (2011). Clays and clay minerals. *Rubber-Clay Nanocomposites: Science, Technology, and Applications*, 1–44.

Bouhicha, M., Aouissi, F., & Kenai, S. (2005). Performance of composite soil reinforced with barley straw. *Cement and Concrete Composites*, *27*(5), 617–621. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.09.013

Cycle Terre. (2021). *Guide de conception et de construction* (Sophie Bioul, amàco, Vol. 01).

Danso, H., Martinson, D. B., Ali, M., & Williams, J. B. (2015). Physical, mechanical and durability properties of soil building blocks reinforced with natural fibres. *Construction and Building Materials*, *101*, 797–809. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.069

Demir, I. (2006). An investigation on the production of construction brick with processed waste tea. *Building and Environment*, *41*(9), 1274–1278. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.05.004

Energy System IEA. (2023). *https://www.iea.org/energy-system/buildings (accessed September 09, 2023)*.

GBPCT. (2018). *Guide des bonnes pratiques de la construction en terre crue* (13 décembre 2018).

Ghavami, K., Toledo Filho, R. D., & Barbosa, N. P. (1999). Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres. *Cement and Concrete Composites*, *21*(1), 39–48. https://doi.org/10.1016/S0958-9465(98)00033-X

Hall, M., & Djerbib, Y. (2004). Rammed earth sample production: context, recommendations and consistency. *Construction and Building Materials*, *18*(4), 281–286. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2003.11.001

Hamard, E., Morel, J.-C., Salgado, F., Marcom, A., & Meunier, N. (2013). A procedure to assess the suitability of plaster to protect vernacular earthen architecture. *Journal of Cultural Heritage*, *14*(2), 109–115. https://doi.org/10.1016/j.culher.2012.04.005

Mkaouar, S., Maherzi, W., Pizette, P., Zaitan, H., & Benzina, M. (2019). A comparative study of natural Tunisian clay types in the formulation of compacted earth blocks. *Journal of African Earth Sciences*, *160*, 103620. https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2019.103620

Mohamed, A. E. M. K. (2013a). Improvement of swelling clay properties using hay fibers. *Construction and Building Materials*, *38*, 242–247. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.031

Mohamed, A. E. M. K. (2013b). Improvement of swelling clay properties using hay fibers. *Construction and Building Materials*, *38*, 242–247. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.031

NF EN 17542-3. (2022). *Terrassements - Essais géotechniques en laboratoire - Partie 3 : Valeur de bleu de méthylène VBS d'un sol ou d'une roche*.

NF EN 17892-12. (2018). *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 12 : détermination des limites de liquidité et de plasticité*.

NF EN ISO 17892-4. (2018). *Reconnaissance et essais géotechniques — Essais de laboratoire sur les sols — Partie 4 : Détermination de la distribution granulométrie des particules*.

NZS 4298. (1998). Materials and Workmanship for Earth Buildings. *Standard New Zealand*.

Quagliarini, E., & Lenci, S. (2010). The influence of natural stabilizers and natural fibres on the mechanical properties of ancient Roman adobe bricks. *Journal of Cultural Heritage*, *11*(3), 309–314. https://doi.org/10.1016/j.culher.2009.11.012

RIGASSI, V. (1995). *Compressed earth blocks-Volume 1: Manual of production*. A Publication of the Deutsches Zentrum für Entwicklungstechnologien-GATE in: Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) GmbH in coordination with BASIN.

Smith', E. W., & Austin, G. S. (1996). *New Mexico Bureau of Mines & Mineral Resources Adobe, pressed-earth, and rammed-earth industries in New Mexico (revised edition)* (Vol. 537).

Standards Australia. (2002). *The Australian Earth Building Handbook*.

Wagner, J.-F. (2013). *Mechanical Properties of Clays and Clay Minerals* (pp. 347–381). https://doi.org/10.1016/B978-0-08-098258-8.00011-0

Zardari, M. A., Lakho, A., & Amur, M. A. (n.d.). *Structural behaviour of large size compressed earth blocks stabilized with jute fiber*.

Utilisation des plans de mélange pour l'optimisation de granulats légers à base d'argile et de marc de café

Khawla Boussai [1, 2, 3], Walid Maherzi [1], Nor-Eddine Abriak [1], Noureddine Hamdi [2, 3]

[1]*Laboratoire de Génie Civil et Géo-Environnement (LGCgE), IMT Nord Europe, 59500 Douai, France*
[2] *Centre national de Recherche en Sciences des Matériaux (CNRSM), laboratoire des matériaux composites et des minéraux argileux, BP95, Hammam Lif, Tunisie*
[3] *Institut Supérieur des Sciences et Techniques des Eaux (ISSTEG), Université de Gabès, Zrig 6072, Tunisie*
(Correspondant : khawla.boussai@imt-nord-europe.fr; khawlaboussai27@gmail.com)

RESUME Cette recherche se focalise sur l'importance de l'utilisation d'une conception de mélange optimale pour obtenir une formulation optimale de granulats légers destinés au traitement des eaux polluées. L'étude considère la densité apparente, la porosité et la résistance à la compression comme des critères critiques pour déterminer la meilleure formulation.
La méthodologie employée repose sur des plans d'expérience avec des plans de mélange. Elle implique la réalisation de 16 essais expérimentaux utilisant une combinaison de trois composants de mélange : argile brute, zéolite naturelle, et marc de café. Un modèle quadratique a été trouvé statistiquement significatif avec des valeurs de p (ou p-value) inférieures à 0,05, indiquant que les résultats ne sont probablement pas dus au hasard. Des fonctions de désirabilité dérivées des modèles de surface de réponse (RSM) ont été utilisées pour identifier la meilleure composition des composants, permettant d'obtenir des résultats optimaux en termes de densité apparente, de porosité et de résistance à la compression, respectivement à 0,69, 42%, et 4,44 MPa.
Cette étude propose une approche innovante pour la fabrication de granulats légers utilisés dans la dépollution, respectueux de l'environnement et efficaces dans le traitement des eaux usées.

Mots-clefs Granulats légers, dépollution, argile, zéolite, marc de café

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Ces dernières années, la valorisation des ressources naturelles et la gestion durable des déchets sont devenues des préoccupations majeures. Dans ce contexte, des études ont été menées pour développer des granulats à partir de sources naturelles ou de déchets industriels. Ces études visent à évaluer l'efficacité de ces granulats dans la stabilisation des polluants lors des processus de traitement des eaux usées. Cette approche offre une alternative intéressante aux adsorbants classiques fabriqués à partir de substances synthétiques (Ghahremani et al., 2021; Gong et al., 2023; Lee et al., 2021 ; Cobo-Ceacero et al., 2023). En effet, les minéraux argileux et les zéolites naturelles ont montré un potentiel en tant que matériaux adsorbants en raison de leurs propriétés physicochimiques, leur abondance, leur rentabilité et leur facilité de recyclage (Zhao et al., 2024 ; Li et al., 2023 ; Khalfa et al., 2021). De même, les granulats à base d'argile et de zéolithes présentent des caractéristiques intéressantes, comme par exemple une porosité et une perméabilité élevée, essentielles pour garantir des performances optimales dans le processus de

dépollution des effluents. En effet, ces propriétés facilitent l'absorption des eaux polluées par les granulats, ce qui favorise une adsorption rapide (Wu et al., 2021). De plus, la présence de micropores dans le granulat favorise l'adsorption des polluants grâce à des mécanismes physicochimiques, comme le remplissage des pores et l'attraction électrostatique (Tan et al., 2015). La porosité et la perméabilité des granulats légers de dépollution peuvent être ajustées efficacement en intégrant des agents de formation de pores (Ben Ali et al., 2018). À l'heure actuelle, l'utilisation de marc de café représente un défi majeur dans les applications industrielles, surtout compte tenu de la consommation mondiale importante de café. De nombreuses recherches ont été menées et ont démontrées que ces résidus peuvent être utilisé dans la production de granulats légers expansés (Cobo-Ceacero et al., 2023), de géopolymères (Kua et al. 2016) et de céramiques frittées (Andreola et al., 2019).

Dans de nombreuses études, l'optimisation des caractéristiques physiques et mécaniques a été réalisée en ajustant systématiquement les variables individuellement à l'aide de méthodes empiriques. Cependant, cette approche présente beaucoup de limitation et d'inconvénient, comme par exemple un grand nombre d'essais expérimentaux et une durée d'essais relativement longue. Par conséquent, la conception de mélanges à l'aide d'une méthode de régression qui prend en compte les interactions entre les variables, est apparue comme une alternative plus efficace, nécessitant moins d'expériences (Meskini et al., 2022 ; Chen et al., 2023). Cette méthode permet de déterminer la combinaison optimale des différents composants au sein d'un mélange (Goos et al., 2016 ; Ranade et Thiagarajan, 2017). Ce mélange optimal vise à maximiser ou minimiser une variable de réponse spécifique tout en respectant des contraintes prédéfinies. L'application de cette approche s'étend à divers domaines, notamment la médecine (Beg, 2021), le textile (Bashar et al., 2023) et le béton (Becerra et Goos, 2021). Cette approche efficace permet de prendre en compte les interactions entre diverses variables, tout en réduisant le nombre d'expériences nécessaires (Meskini et al., 2022 ; Chen et al., 2023).

Ce travail de recherche vise à développer et à optimiser de nouveaux granulats légers de dépollution, écologiques, basés sur des matériaux naturels et des déchets industriels (argile, zéolite et marc de café) pour le traitement des eaux usées industriels. Ainsi, cette étude utilise des techniques expérimentales de conception de mélanges pour trouver une formulation de granulats légers optimale garantissant les meilleures performances en termes de propriétés physiques (densité et porosité) et mécaniques (résistance à la compression).

II. ETUDE EXPERIMENTALE

A. Matériaux

L'argile brute, la zéolite naturelle, le marc de café et le sulfate ferreux heptahydraté ($FeSO_4.7H_2O$) ont été utilisés comme composants principaux pour la fabrication de granulats adsorbants dans cette étude. L'analyse par diffraction des rayons X montre que l'argile, de la région de Sidi Bouzid (Centre de la Tunisie), utilisée dans cette étude est majoritairement kaolinitique-smectitique. La zéolite a été fournie de Fisher Scientific. Les deux matières premières ont été séchées au four à 105 °C, broyées et tamisées à l'aide d'un tamis à maille de 63 µm. Le marc de café a été utilisé comme agent porogène. Collecté dans différentes cafétérias, il a été séché dans un four à 60 °C, ensuite, il a été broyé dans un broyeur vibrant et tamisé à travers un tamis de 160 µm. Le $FeSO_4.7H_2O$ a été fourni par Fisher Scientific. La Figure 1 présente la distribution granulométrique des matières premières étudiées. La taille moyenne des particules était de 24.06, 36.89, 175.5 et 287 µm pour l'argile brute, la zéolite naturelle, le marc de café et le $FeSO_4.7H_2O$, respectivement. Les masses volumiques absolues de l'argile brute, zéolite naturelle, marc de café et le $FeSO_4.7H_2O$ étaient de 2,75 ; 3.19; 0.55 et 1,88 g/cm^3, respectivement.

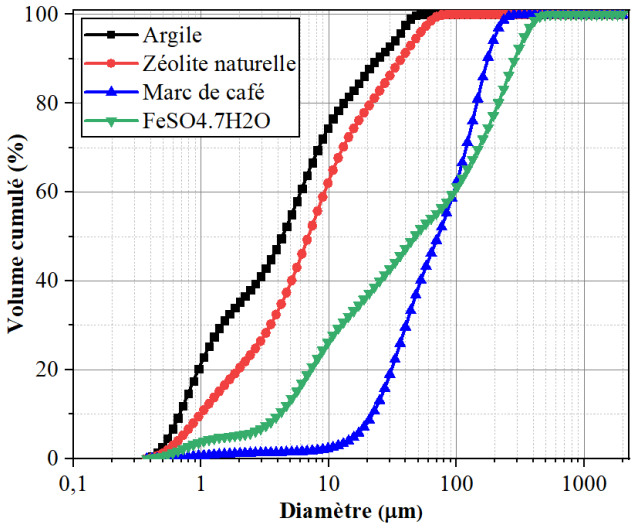


FIGURE 1. Distribution granulométrique d'argile, zéolite naturelle, marc de café et $FeSO_4.7H_2O$.

B. Plan expérimental

Cette étude visait à obtenir une composition optimale de granulats légers de dépollution à partir de trois matériaux (argile, zéolite naturelle et marc de café). Le logiciel Design Expert (DES) de Stat-Ease, a été utilisé pour établir un plan d'expérience.

Dans cette étude, il a été décidé de noter les trois matériaux utilisés dans les formulations comme A, B et C (TABLEAU 1).

TABLEAU 1. Contraintes de mélange.

Composant	Nom	Type	Minimum	Maximum	Code bas	Code haut
A	Argile	Mélange	0,7	1	+0 ↔ 0,7	+1 ↔ 1
B	Zéolite naturelle	Mélange	0	0,3	+0 ↔ 0	+1 ↔ 0,3
C	Marc de café	Mélange	0	0,2	+0 ↔ 0	+0,666667 ↔ 0,2
			Total =	1,00	L_Pseudo Coding	

La valeur de réponse évaluée est uniquement influencée par la proportion relative et indépendante de la quantité absolue de chaque composant (Montgomery, 2017). La proportion de chaque constituant se situe dans l'intervalle de 0 à 1, la quantité totale devrait être égale à 1. Dans toutes les formulations, les proportions d'argile, zéolite naturelle et marc de café ont été fixées, conformément aux résultats trouvés dans la littérature technique (Bayoussef et al., 2021), à l'étude préliminaire et également en fonction de la politique de valorisation de l'argile en Tunisie. Pour obtenir un mélange optimal de granulats légers de dépollution en termes de propriétés physiques et mécaniques, un plan de mélange a été utilisé. Les proportions de chaque composant ont été fixées dans des plages bien définies: l'argile brute entre 0,7 et 1, la zéolite naturelle entre 0 et 0,3, et le marc de café entre 0 et 0,2.

Afin d'optimiser le processus de mélange des granulats légers de dépollution, les réponses cibles sélectionnées sont la densité apparente, la porosité totale et la résistance à la compression. Dans cette recherche, la méthode de conception I-Optimal a été appliquée car elle est adaptée lorsque

l'objectif est d'optimiser une ou plusieurs réponses, et elle est généralement utilisée pour optimiser les modèles quadratiques, permettant d'obtenir des surfaces de réponses avec des minima et des maxima. Le modèle quadratique de Scheffe, révélé dans l'équation (1), a été appliqué pour simuler la réponse par la combinaison de chaque composant dans le mélange et les interactions de trois variables pour chaque composant du mélange (Piepel et al., 2017) :

$$E(Y) = \sum_{i=1}^{q} \beta_i x_i + \sum_{i=1}^{q-1} \sum_{j=i+1}^{q} \beta_{ij} x_i x_j \quad (1)$$

Le terme "E(Y)" représente la valeur attendue ou prédite de la réponse "y". Le nombre "q" correspond au nombre de composants dans le mélange. Les coefficients " β_i " représentent la réponse attendue pour chaque composant pris individuellement (lorsqu'il est pur, sans mélange). Chaque β_i représente l'effet de la variable "x_i" sur la variable dépendante Y, toutes choses égales par ailleurs. Les coefficients "β_{ij}" indiquent le changement attendu dans la réponse lorsque deux composants sont mélangés de manière quadratique (c'est-à-dire, l'effet combiné des deux composants au-delà de leur effet individuel). Ce sont les coefficients de régression associés aux termes d'interaction entre les variables explicatives x_i et x_j, où i et j sont des indices différents. "x_i ": Ce sont les valeurs des variables explicatives individuelles. Chaque x_i représente une variable indépendante ou explicative qui est utilisée pour prédire la variable dépendante Y. "x_j": ce sont les valeurs des autres variables explicatives individuelles. Dans le contexte des termes d'interaction, x_j représente une autre variable explicative distincte de x_i , avec laquelle x_i interagit pour influencer Y. En termes simples, ce modèle permet de prédire le résultat d'un mélange en tenant compte des effets des composants pris individuellement, des interactions entre deux composants, et des effets des mélanges quadratiques qui peuvent indiquer des optimums dans la combinaison de composants.

Le logiciel DES (Design Expert Software) a défini le nombre de séries expérimentales (16 dans cette étude) et la proportion de chaque composant pour fabriquer des granulats légers de dépollution (TABLEAU 2).

Une fois les résultats expérimentaux obtenus, des modèles mathématiques (sous forme d'équations de régression) sont établis pour étudier l'effet de chaque variable (les composants individuels), les interactions entre eux (comment deux composants affectent le résultat lorsqu'ils sont combinés), ainsi que les termes quadratiques, qui peuvent suggérer des configurations optimales pour le mélange. Cette approche permet ainsi de déterminer la combinaison optimale de composants pour atteindre le résultat souhaité tout en prenant en compte les interactions et les effets combinés qui peuvent surgir lors de l'utilisation de plusieurs composants.

TABLEAU 2. Matrice de conception générée par le plan d'expérience.

Série expérimentale	Mixture		
	Variable 1: A (Argile)	Variable 2: B (zéolite naturelle)	Variable 3: C (Marc de café)
1	0,7	0,3	0
2	0,70	0,19	0,11
3	0,765	0,215	0,02
4	0,84	0,14	0,02
5	0,76	0,11	0,12
6	0,84	0,14	0,02
7	0,81	0	0,19
8	0,84	0,14	0,02
9	0,92	0,06	0,02
10	0,88	0	0,12
11	1	0	0
12	0,83	0,07	0,10
13	0,74	0,06	0,2
14	0,74	0,06	0,2
15	0,70	0,19	0,11
16	0,88	0	0,12

C. Fabrication des granulats légers adsorbants

L'argile brute, la zéolite naturelle et le marc de café ont été mélangés selon 16 séries différentes. Le $FeSO_4.7H_2O$ a été ajouté avec une proportion de 3 % en poids aux 16 mélanges. Les mélanges d'argile seule et/ou mélangée avec zéolite naturelle ou marc de café ont été préparés comme suit : Tout d'abord, 70 g ont été utilisés pour chaque série expérimentale. De plus, la méthode DES a défini la proportion de chaque composant pour chaque essai individuel. Une fois les résultats expérimentaux obtenus, des modèles mathématiques - des équations de régression - peuvent être établis et l'effet de chaque variable a été étudié, ainsi que l'interaction entre eux (Mendes et al., 2019 ; Venkatesan et al., 2019). Ensuite, chaque mélange a été réalisé en mélangeant les composants secs comme suggéré par le DES jusqu'à homogénéisation complète. Par la suite, les mélanges ont été malaxés à l'état sec en utilisant un broyeur à billes pendant 4 minutes (400 tr/min) pour garantir une homogénéisation appropriée des additifs dans la matrice d'argile. Puis, mélanges ont été humidifiés (22 % d'eau en poids) pour former une pâte homogène, qui a été malaxée manuellement pendant 10 minutes. Des échantillons hémisphériques (8 mm) ont été façonnés, puis séchés au four pendant 24 heures à 105°C. Enfin, tous les échantillons séchés ont été frittés dans un four électrique à 1100°C (FIGURE 2).

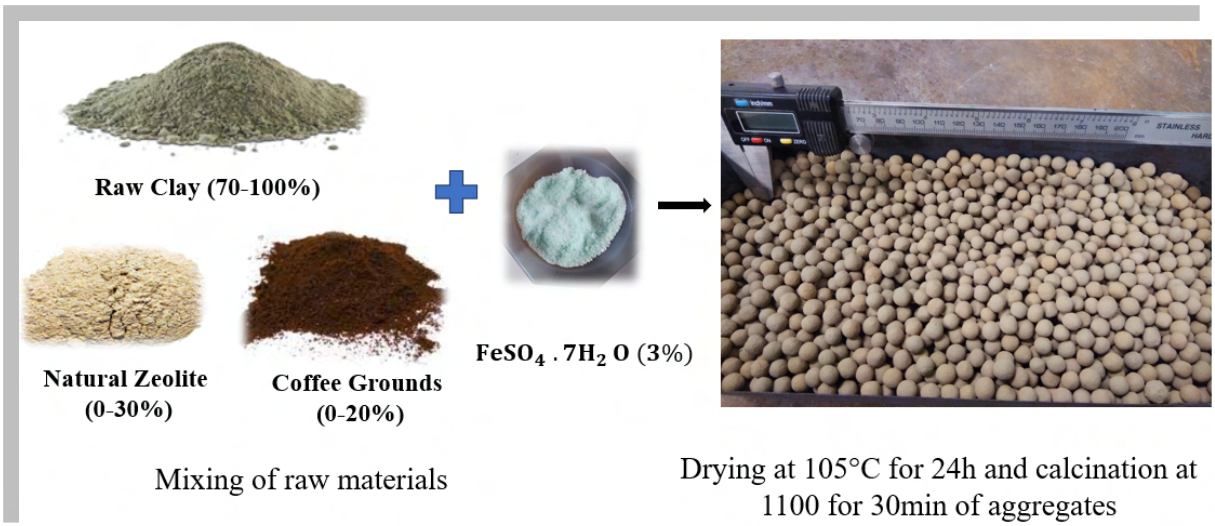


FIGURE 2. **Schéma de préparation des granulats léger de dépollution.**

D. Les méthodes d'essais

Les échantillons de granulats légers ont été caractérisés immédiatement après leur calcination suivant les séries expérimentales données par DES.

La densité apparente (en g/cm³) a été obtenue comme indiqué dans la norme UNE-EN-1097-3 (1998). L'essai consiste à remplir un récipient de volume connu avec le matériau, et à mesurer la masse de matériau incorporée. La mesure de la porosité des granulats a été déterminée selon la norme NF P94-410-3 (AFNOR, 2001), avec un porosimètre au mercure MicroActive AutoPore V 9600 2.00. Pour mesurer la résistance mécanique des granulats, la résistance à l'écrasement (en MPa) a été effectuée sur une série de 20 spécimens pour chaque type d'agrégat, de sorte que chaque granule individuel était écrasé jusqu'à la rupture à l'aide d'une presse INSTRON-5500R. L'échantillon a été positionné entre deux plaques parallèles et a été écrasé en appliquant une charge diamétrale entre ces plaques. La force de compression a été mesurée à l'aide d'un capteur de charge d'une capacité de 4,5 kN. La valeur de S pour chaque granulat a été calculée selon l'équation suivante (Equation 2) :

$$S = \frac{2.8*P}{\pi*X^2} \quad (2)$$

où X est la distance entre les points de chargement et P correspond à la charge de rupture (Cheeseman et al., 2005 ; Ugur Kochkan et Ozturan, 2011 ; Moreno-Maroto et al, 2017).

III. RESULTATS

Après avoir réalisé 16 séries de fabrication, tous les granulats légers de dépollution ont été soumis aux tests et les résultats obtenues ont été saisies dans l'interface de conception du DES.

A. Analyse statistique

Les résultats ont été analysés statistiquement avec le DES. Le TABLEAU 3 présente un résumé des modèles suggérés par le DES. Après l'analyse des résultats expérimentaux, le DES a fourni un résumé de l'ajustement pour chaque réponse intégrant des paramètres statistiques tels que la valeur p, le manque d'ajustement, l'écart type, le coefficient de détermination (R^2), R^2 ajusté, R^2 prédit et la somme d'erreur de prédiction afin de détecter la signification de ces modèles. Dans ce cas, les modèles quadratiques ont été utilisés pour prédire les propriétés volumétriques et

fonctionnelles en fonction du R^2 ajusté et du R^2 prédit. En effet, le coefficient de détermination ajusté et prédit de tous les modèles est supérieur à 0,9 et la différence entre R^2 ajusté et R^2 prédit est inférieure à 0,2, donc les modèles de prédiction fournissent des réponses acceptables. De plus, les valeurs de précision adéquates pour toutes les réponses sont supérieures à 4, ce qui indique que la précision adéquate peut naviguer dans l'espace de conception. Le Coefficient de Variation (CV%) est une mesure de la dispersion relative des données par rapport à la moyenne. Il est utilisé pour évaluer la consistance d'un modèle statistique. Le CV% se calcule en divisant l'écart-type par la moyenne, puis en multipliant par 100 pour obtenir un pourcentage.

TABLEAU 3. Les résultats du résumé d'ajustement pour densité apparente (g/cm³), porosité (%) et résistance à la compression (MPa).

Réponse	Modèle	Moyenne	Ecart type	CV%	R^2	R^2 Ajusté	R^2 Prédit	Précision adéquate
Densité apparente (g/cm³)	Quadratique	0,6594	0,0206	3,13	0,9859	0,9823	0,9645	45,7282
Porosité (%)	Quadratique	43,74	1,69	3,85	0,9831	0,9747	0,9500	30,4091
R3	Quadratique	3,98	0,5447	13,68	0,9667	0,9500	0,7860	23,3097

L'analyse de variance (ANOVA) repose sur les valeurs F et les valeurs p fournies par le logiciel DES. La valeur F est le rapport entre la variance expliquée par le modèle (c'est-à-dire la variance entre les groupes) et la variance résiduelle (c'est-à-dire la variance à l'intérieur des groupes). Plus la valeur F est élevée, plus le modèle explique la variance de la variable dépendante par rapport à ce qui serait attendu par hasard. Dans cette étude, les valeurs F sont élevées et sont de l'ordre de 279,26 ; 152,83 et 58,02 pour la densité apparente, la porosité et la résistance à la compression respectivement. Par conséquent, les valeurs F des modèles sélectionnés sont significatives.

La valeur p est la probabilité que les résultats obtenus soient attribuables au hasard plutôt qu'à l'effet réel des variables examinés. Habituellement, pour décider de la significativité d'un terme, un seuil de 0,05 est utilisé. Si la valeur p est inférieure à 0,05, le terme est considéré comme statistiquement significatif, ce qui suggère que les variations observées ne sont probablement pas dues au hasard. Dans cette étude, toutes les valeurs de p sont inférieures à 0,0001, ce qui indique que les termes du modèle sont significatifs.

Pour vérifier davantage la fiabilité du modèle, la performance de prédiction des trois réponses est évaluée avec le graphique des valeurs Prédites vs Réelles, comme illustré dans la FIGURE 3. Il est à noter que les valeurs de R^2 pour les trois modèles quadratiques sont très proches de 1, dans l'intervalle de 0,9667 à 0,9831. Ces résultats confirment que les données prédites et expérimentales sont bien corrélées.

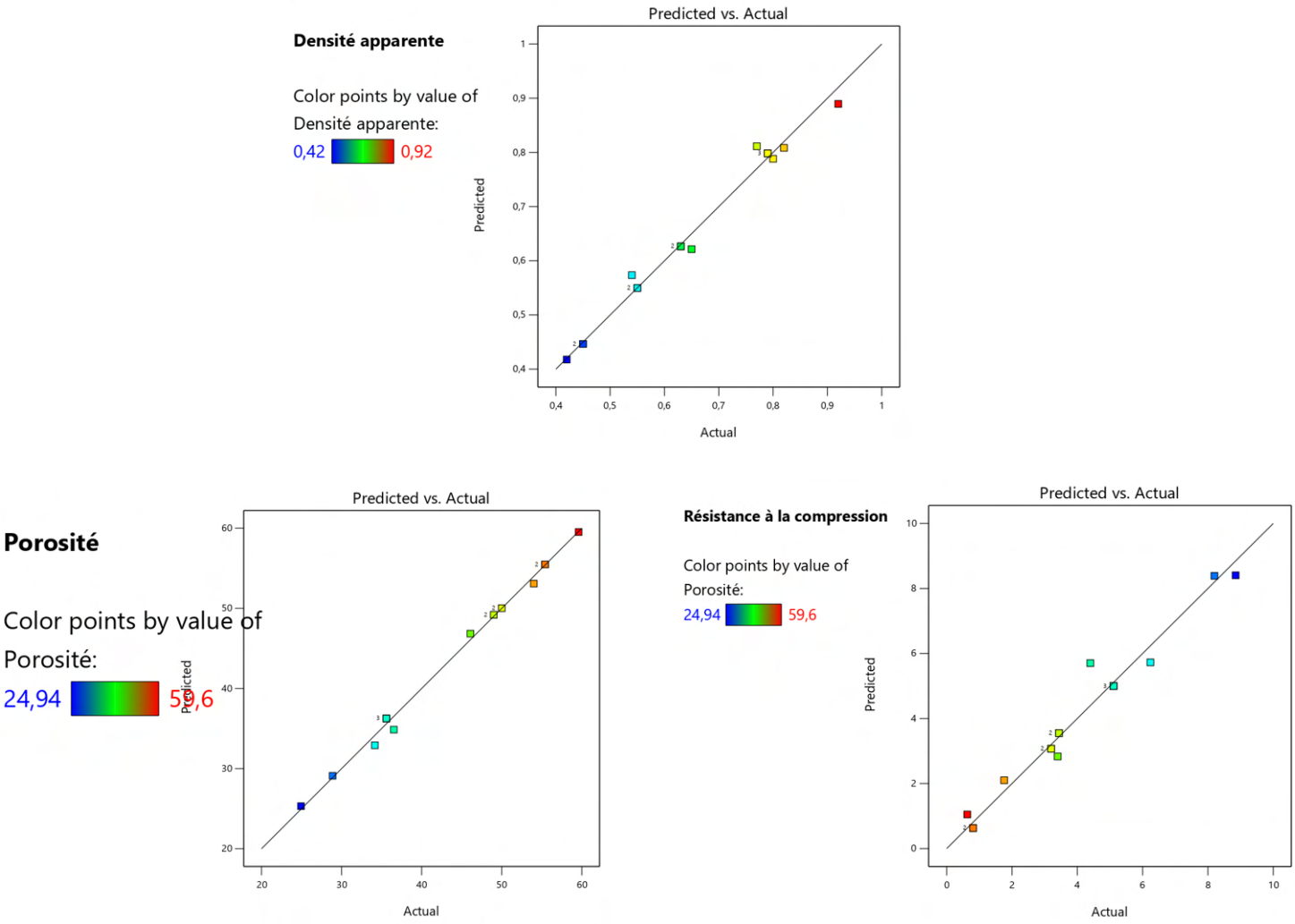


FIGURE 3. Graphiques des valeurs Réelles vs Prédites pour (a) densité apparente, (b) porosité et résistance à la compression.

B. Propriétés physiques et mécaniques des LWAs adsorbants

Analyse de la masse volumique apparente

Les masses volumiques apparentes varient entre 0,54 à 0,64 g/cm^3. Ces valeurs restent en dessous de 1,2 g/cm^3, ce qui correspond à la classification des granulats légers selon l'EU-EN-13055-1 (2003). D'après ces résultats il apparait que lorsque la quantité de marc de café augmente, la masse volumique apparente des granulats adsorbants diminue. Ceci peut être expliqué par la formation de porosité dans la matrice, suite à la calcination de marc de café.

Analyse de la porosité

En général, es granulats légers utilisés pour la dépollution des effluents doivent avoir une porosité élevée, afin que les eaux polluées pénètrent plus facilement dans le granulat, et les polluants présents dans ces eaux peuvent alors être rapidement immobilisés (Wu et al., 2021). Ainsi, les mesures de porosité des granulats étudiés sont varient entre 24 et 55%. Il apparait

également que la porosité totale augmente avec l'augmentation du taux de marc de café. Ces résultats sont en accord avec ceux de la littérature (Gu et al., 2016 ; Malgras et al., 2015 ; Xiao et al., 2016).

Analyse de la résistance à la compression

La résistance à la compression est un paramètre important pour garantir que les granulats légers de dépollution ont une résistance adéquate pour supporter les pressions. Les résistances à la compression varient entre 8.2 et 0.63 MPa. La diminution significative de la résistance à la compression est fortement liée à la porosité totale des granulats légers. On peut conclure clairement qu'avec l'augmentation de la porosité, la structure des LWAs devient plus faible. De plus, les valeurs de résistance à la compression sont très proches avec ceux trouvées par Moreno-Maroto et al. (2017) (valeurs entre 0.62 et 12.68 MPa).

C. Optimisation multi-objectif et validation des résultats modélisés

Sur la base de 100 séries de tests, l'optimisation DES a maximisé la fonction de désirabilité, avec deux solutions obtenues : 0,562 et 0,472. La solution présentant le niveau de désirabilité le plus élevé (0,562) a été retenue pour produire la formulation finale des granulats légers de dépollution. Les valeurs des variables optimaux sont les suivantes : X1 (argile) : 0,7, X2 (zéolite naturelle) : 0,223, et X3 (Marc de café) : 0,076. Les réponses correspondantes pour la solution optimale sont les suivantes : densité apparente : 0,683, porosité : 41,11%, et résistance à la compression : 4,88 MPa (FIGURE 4).

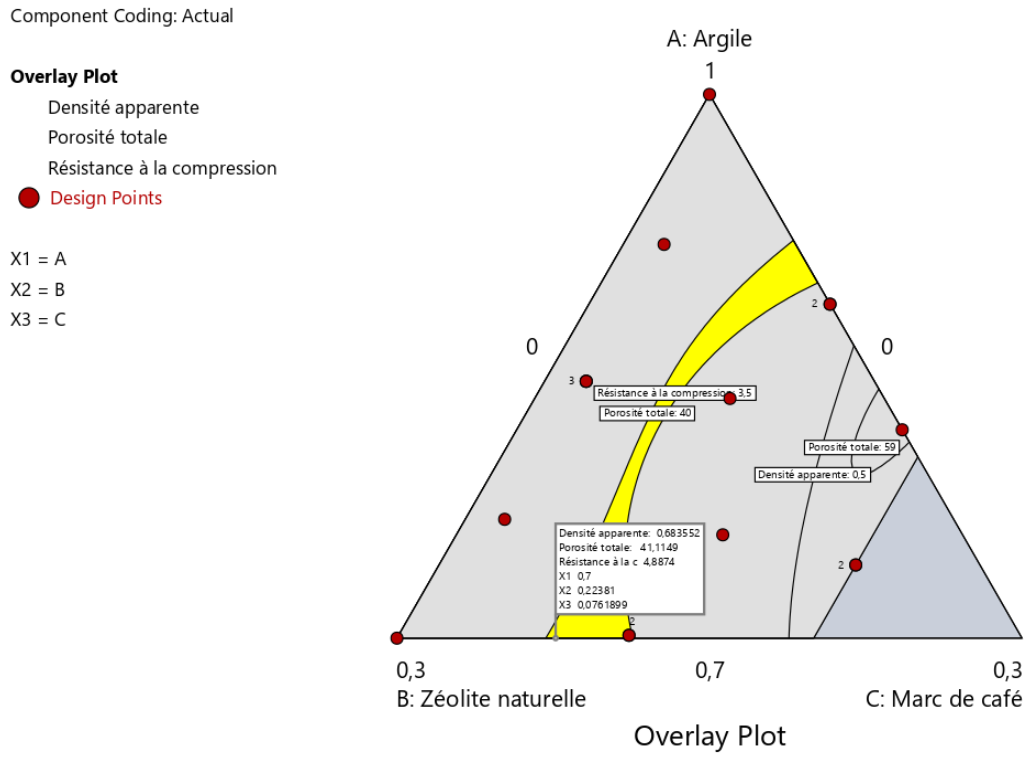


FIGURE 4. Tracé de superposition pour l'optimisation graphique.

Pour valider l'exactitude du modèle, un mélange basé sur la variable de conception de la solution optimale a été réalisé. La densité apparente mesurée, la porosité et la résistance à la compression sont comparées aux valeurs prédites dans le TABLEAU 4. D'après ces résultats, la série de tests sélectionnées se situe dans l'intervalle de prédiction de 95 % du modèle, ce qui signifie que les résultats des modèles de prédiction et les valeurs déterminées expérimentalement sont cohérents. Ces résultats confirment la pertinence du modèle sélectionné.

TABLEAU 4. Résultats prédits et expérimentaux de granulat léger de dépollution optimal.

Réponse	Moyenne prédite	Médiane prédite	Observée	Écart-type	Erreur standard de la moyenne	IC à 95 % bas pour la moyenne	IC à 95 % haut pour la moyenne
Densité apparente (g/cm^3)	0,683528	0,683528	0,69	0,0206366	0,0092628	0,663346	0,70371
Porosité (%)	41,1185	41,1185	41,	1,10448	2,18736	35,7662	46,4708
Résistance à la compression (MPa)	4,8868	4,8868	4,44	0,544672	0,337669	4,13442	5,63917

IV. CONCLUSION

Cette étude a considéré une conception optimale comme nouvelle approche pour l'optimisation des granulats légers de dépollution. L'étude s'est concentrée sur trois variables : l'argile brute, la zéolite naturelle et le marc de café, tandis que les trois réponses examinées étaient la densité apparente (g/cm^3), la porosité (%) et la résistance à la compression (MPa). L'étude menée a abouti des résultats notables. Premièrement, le traitement thermique a eu un impact sur les propriétés physiques et mécaniques des granulats. En effet, l'utilisation de marc de café a entraîné une augmentation substantielle de la porosité, diminuant ainsi simultanément la résistance mécanique. Deuxièmement, les résultats statistiques et mathématiques obtenus par les estimations ANOVA ont indiqué que le modèle de régression quadratique possédait une bonne validité et précision. En utilisant ce modèle, les outils d'optimisation appliqués ont révélé que le mélange optimal pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des granulats légers se composait en proportions de : 0,7 argile brute ; 0,223 zéolite naturelle et 0,076 marc de café. Le développement d'un mélange de granulats de dépollution en utilisant cette formulation optimale peut produire des valeurs élevées pour la densité apparente, la porosité et la résistance à la compression, respectivement 0,69, 42 % et 4,44 MPa. Troisièmement, les résultats expérimentaux et les fonctions de désirabilité ont révélé une corrélation significative entre les réponses prédites et expérimentales, confirmant que la conception I-optimale a prédit avec précision les attributs requis des granulats légers de dépollution.

Finalement, cette conception optimisée promet de nouvelles perspectives pour une utilisation plus rationnelle des matériaux naturels et la valorisation des déchets. Cette nouvelle approche fournit des granulats légers efficaces pour le traitement des eaux polluées, renouvelables et

respectueux de l'environnement. La mise en œuvre des résultats de cette étude à l'échelle industrielle contribuerait à faire progresser le développement durable et la transition écologique.

REFERENCES

Ana., García, C.M., Cotes-Palomino, T. (2023). Effect of the addition of organic waste (cork powder, nut shell, coffee grounds and paper sludge) in clays to obtain expanded lightweight aggregates. *Boletín de la Sociedad Española de Cerámica y Vidrio, 62,* 88-105. https://doi.org/10.1016/j.bsecv.2022.02.007.

Andreola, F., Borghi, A., Pedrazzi, S., Allesina, G., Tartarini, P., Lancellotti, I., Barbieri, L. (2019). Spent coffee grounds in the production of lightweight clay ceramic aggregates in view of urban and agricultural sustainable development. *Materials, 12,* 3581. http://dx.doi.org/10.3390/ma12213581.

Bashar Uddin, M., Jalal Uddin, A. (2023). A sustainable approach to manufacture mélange yarn from waste jute fiber and pre-consumer cotton fabric waste using I-optimal mixture design. *Journal of Cleaner Production, 426,* 138376. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2023.138376.

Bayoussef, A., Loutou, M., Taha, Y., Mansori, M., Benzaazoua, M., Manoun, B., Hakkou, R. (2020). Use of clays by-products from phosphate mines for the manufacture of sustainable lightweight aggregates *Journal of Cleaner Production,* 280, 124361. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.124361 0959-6526/.

Becerra, M., Goos, P., 2021. Bayesian I-optimal designs for choice experiments with mixtures. *Journal of Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems, 217,* 104395. https://doi.org/10.1016/J. CHEMOLAB.2021.104395.

Beg, S. (2021). Design of experiments for pharmaceutical product development. In: Design of Experiments for Pharmaceutical Product Development. *Journal of Springer Singapore*. https://doi.org/10.1007/978-981-33-4717-5.

Ben Ali, M., Hamdi, N., Rodriguez, M.A., Mahmoudi, K., Srasra, E. (2018). *Ceramic International, 44,* 2328-2335. https://doi.org/10.1016/j.ceramint.2017.10.199.

Cheeseman, C.R., Makinde, A., Bethanis, S. (2005). Properties of lightweight aggregate produced by rapid sintering of incinerator bottom ash. *Journal of Resources, Conservation and Recycling, 43,* 147-162. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2004.05.004.

Cobo-Ceacero, C.J., Moreno-Marato, J.M., Guerrero-Martínez, M., Uceda-Rodríguez, M., B López,

Chen, X., Yu, F., Yu, J., Li, S. (2023). Experimental optimization of industrial waste-based soil hardening agent: Combining D-optimal design with genetic algorithm *Journal of Building Engineering,* 72, 106611. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.106611.

Cornell, J.A. (2002). Experiments with Mixtures: Designs, Models, and the Analysis of Mixture Data *John Wiley.*

Ghahremani, A., Manteghian, M., Kazemzadeh, H. (2021). Removing lead from aqueous solution by activated carbon nanoparticle impregnated on lightweight expanded clay aggregate *Journal of Environemental Chemical Engineering,* 9, 104478. https://doi.org/10.1016/j.jece.2020.104478.

Gong, C.C., Wang, Y.F., Huo, L.Q., Dai, J. (2023). Phosphorus removal from sewage by flocculated foamed lightweight aggregate: Performance optimisation, adsorption kinetics and mechanisms. *Journal of Separation and Purification Technology,* 305, 122458. https://doi.org/10.1016/j.seppur.2022.122458.

Goos, P., Jones, B., Syafitri, U. (2016). I-optimal design of mixture experiments. *Journal of the American Statistical Association, 111* (514), 899–911. https://doi.org/10.1080/01621459.2015.1136632.

Gu, X., Mildner, D.F.R., Cole, D.R., Rother, G., Slingerland, R., Brantley, S.L. (2016). Quantification of organic porosity and water accessibility in marcellus shale using neutron scattering *Energy Fuels*, 30, 4438-4449. https://doi.org/10.1021/ acs.energyfuels.5b02878.

Khalfa, L., Sdiri, A., Bagane, M., Cervera, M.L. (2021). A calcined clay fixed bed adsorption studies for the removal of heavy metals from aqueous solutions. *Journal of Cleaner Production, 278,* 123935. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123935.

Kua, T.A., Arulrajah, A., Horpibulsuk, S., Du, Y.J., Shen, S.L. (2016). Strength assessment of spent coffee grounds-geopolymer cement utilizing slag and fly ash precursors. *Journal of Construction and Building Materials, 115,* 565–575. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.021.

Lee, K.H., Lee, Y.S., Wie, Y.M. (2021). Manufacturing and application of artificial lightweight aggregate from water treatment sludge. *Journal of Cleaner Production, 307,* 127260. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.127260.

Li, Q,., Tian, R., Yang, Q. (2023). Insight into mechanisms of heavy metal-induced natural clay aggregation. *Applied clay Sciences, 231,* 106746. https://doi.org/10.1016/j.clay.2022.106746.

Montgomery, D.C. (2017). Design and analysis of experiments, John wiley & sons.

Malgras, V., Ji, Q., Kamachi, Y., Mori, T., Shieh, F.-K., Wu, K.C.-W., Ariga, K., Yamauchi, Y. (2015). Templated synthesis for nanoarchitectured porous materials, *Bulletin of the Chemical Society of Japan*, 88, 1171-1200. https://doi.org/10.1246/ bcsj.20150143.

Mendes, B.C., Pedroti, L.G., F. Vieira, C.M., De Carvalho, J.M.F., Ribeiro, J.C.L., de Souza, C.M.M. (2023). Application of mixture design of experiments to the development of alkali-activated composites based on chamotte and waste glass. *Journal of Construction and Building Materials, 369,* 131139. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131139.

Meskini, S., Remmal, T., Ejjaouani, H., Samdi, A. (2022). Formulation and optimization of a phosphogypsum-fly ash-lime composite for road construction: a statistical mixture design approach. *Construction and Building Materials*, 315, 125786. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125786.

Moreno-Maroto, J.M., González-Corrochano, B., Alonso-Azcárate, J., Rodríguez, L., Acosta, A. (2017). Manufacturing of lightweight aggregates with carbon fiber and mineral wastes. *Journal of Cement and Concrete Composites, 83,* 335-348. http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.08.001 09.

Piepel, G.F., Szychowski, J.M., Loeppky, J.L. (2018). Augmenting Scheffé Linear Mixture Models with Squared and/or Crossproduct Terms *Journal of Quality Technology*, 34, 2002 - Issue 3 https://doi.org/10.1080/0224065.2002.11980160.

Ranade, S.S., Thiagarajan, P. (2017). Selection of a design for response surface. *IOP Conference Series : Materials Science Engineering,* 263 (2). https://doi.org/10.1088/1757-899X/263/2/022043.

Tai, H. S., Chen, C. H. (2020). Feasibility of transforming lightweight aggregate made of pulp and paper mill sludge into insulating concrete *Journal of the Chinese Institute of Engineers,* 1-11. https://doi.org/10.1080/02533839.2020.1716849.

Tan, X., Liu, Y., Zeng, G., Wang, X., Hu, X., Gu, Y., Yang, Z. (2015). Application of biochar for the removal of polluants from aqueous solutions. *Chemosphere, 125,* 70-85. https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2014.12.058.

Ugur Kockal, N., Ozturan, T. (2011). Characteristics of lightweight fly ash aggregates produced with different binders and heat treatments. *Journal of Cement Concrete Composites, 33,* 61-67. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.09.007.

Venkatesan, M., Zaib, Q., Shah, I.H., Park, H.S. (2019). Optimum utilization of waste foundry sand and fly ash for geopolymer concrete synthesis using D-optimal mixture design of experiments *Journal of Resources, Conservation and Recycling,* 148, 114123. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2019.05.008.

Wu, F., Yu, Q., Gauvin, F., Brouwers, H.J.H,. (2021). A facile manufacture of highly adsorptive aggregates using steel slag and porous expanded silica for phosphorus removal, *Journal of Resources, Conservation and Recycling,* 166, 105238. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.105238.

Xiao, J., Xie, Y., Nawaz, F., Wang, Y., Du, P., Cao, H. (2016). Dramatic coupling of visible light with ozone on honeycomb-like porous g-C3N4 towards superior oxidation of water pollutants. *Applied Catalysis B: Environment and Energy,* 183, 417e425. https://doi.org/10.1016/j.apcatb.2015.11.010.

Zhao, S., Chen, K., Xiong, B., Guo, C., Dang, Z. (2024). Prediction of adsorption of metal cations by clay minerals using machine learning. *Journal of Science of The Total Environment, 924,* 171733. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2024.171733.

Matériaux

Test d'arrachement de polymères renforcés de fibres : influence de la carbonatation du support

Dania Kabalan[1], Amandine Célino[2] , Frédéric Grondin [1], Emmanuel Rozière [1]

[1] *Nantes Université, Ecole Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44000 Nantes, France;*

[2] *Nantes Université, Ecole Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44600 Saint-Nazaire, France;*

RESUME Le renforcement et les techniques de réparation des infrastructures fragilisées par les actions de l'environnement ont fait l'objet de nombreux travaux de recherche, notamment pour évaluer leur durabilité. Une approche prometteuse en génie civil est l'utilisation de renforts composites collés, offrant des applications polyvalentes. Cet article porte sur la durabilité de la liaison adhésive entre le béton et les systèmes de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC), avec une étude sous carbonatation accélérée à une concentration de 3 % de CO_2. Une caractérisation mécanique a été effectuée sur des échantillons témoins et carbonatés afin d'évaluer l'évolution des propriétés d'adhérence. Les essais d'arrachement ont mis en évidence divers comportements influencés par de multiples facteurs, comme les méthodes de préparation de la surface du béton telles que le sablage et le ponçage, la présence d'une couche carbonatée et la configuration d'essai utilisée pour évaluer la force d'adhérence. Notamment, la force d'adhérence a augmenté de manière significative en fonction de la durée de carbonatation. La carbonatation est connue pour améliorer la résistance à la compression du béton par la production de carbonates de calcium. Ces travaux de recherche montre qu'elle est aussi favorable à la durabilité des structures renforcées de composites. Ces résultats peuvent être utiles aux ingénieurs et aux parties prenantes concernées par le renforcement et l'augmentation de la durée de vie des structures.

Mots-clefs Carbonatation accélérée, PRF, Adhésion, Durabilité, Matériaux à base de ciment.

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Le béton est le matériau de construction le plus largement utilisé en Génie Civil. Son utilisation implique d'importants défis en raison de divers facteurs environnementaux. À travers le monde, un nombre considérable de structures en béton armé ou précontraint nécessitent une attention et des contrôles structurels réguliers. Bon nombre de ces structures subissent un vieillissement et une détérioration, tandis que d'autres ont été endommagées par des catastrophes naturelles ou d'autres événements. En Europe, le coût de réparation des structures en béton armé dû à la corrosion des armatures est estimé à plus de 600 M€ par an (Rizkalla et al., 2003). Compte tenu de l'ampleur et de l'urgence de ce problème, il est de plus en plus nécessaire de trouver des solutions innovantes et rentables pour réparer et renforcer les structures en béton. L'utilisation de

matériaux en polymères renforcés de fibres (PRF) est l'une des approches qui a suscité le plus d'intérêt ces dernières années (Pantazopoulou et al., 2001). En apportant une résistance supplémentaire, les PRF peuvent contribuer à prolonger la durée de vie des structures vieillissantes et à les rendre plus résistantes aux événements futurs. Parmi les différentes techniques de renforcement des structures en béton à l'aide de PRF, le PRF collé à l'extérieur (PRF-EB) est la plus recommandée (Li et al., 2022). La procédure d'installation du système PRF-EB est généralement élaborée par le fabricant du système. Elle diffère d'un système à l'autre et même au sein d'un même système en fonction de l'état de la structure. La technique de renforcement la plus largement utilisée est l'application manuelle de la méthode humide (pose à la main) ou de systèmes préfabriqués utilisant une liaison adhésive durcissant à froid. La caractéristique principale, voire la plus importante, de cette technique est que dans les PRF-EB les fibres sont disposées autant que possible en parallèle avec la direction des contraintes de traction principales (Setunge et al., 2002). En effet, cette technique est rapide et relativement facile à installer, ce qui en fait une option attrayante pour les professionnels sur le terrain. En outre, le PRF-EB peut apporter une résistance supplémentaire, tout en améliorant la résistance à la corrosion et à d'autres formes de dommages, en collant des matériaux PRF à la surface d'une structure en béton. Il convient de noter que les systèmes PRF-EB se présentent sous diverses formes, notamment des feuilles, des bandes, des grilles et des tissus, qui peuvent être adaptés pour répondre aux besoins spécifiques d'un projet donné. La relative facilité d'installation du PRF-EB signifie également qu'il peut s'agir d'une option rentable pour réparer et renforcer les structures en béton, par rapport à d'autres techniques qui peuvent nécessiter d'importants travaux de démolition et de reconstruction. Il n’est donc pas surprenant que le PRF-EB soit devenu l’élément technique largement adoptée pour le renforcement des structures en béton, et qu'un nombre croissant de publications soulignent son efficacité (Green et al., 2006) (Maria et al., 2006) (Xie and Hu, 2013).

Comprendre l'impact de la carbonatation sur la durabilité des structures et élaborer des stratégies pour atténuer ses effets est crucial. Bien que des recherches approfondies aient été menées sur les effets de la carbonatation sur les structures en béton traditionnelles, son impact sur les matériaux composites, en particulier les polymères renforcés de fibres (PRF), a reçu moins d'attention dans la littérature. Le dioxyde de carbone absorbé par la pâte de ciment ou le béton lorsqu'il est exposé à l'atmosphère modifie la microstructure de la pâte de ciment, influençant potentiellement diverses propriétés telles que la résistance, le retrait, le fluage et la corrosion dans les structures en béton et en béton armé. L'ampleur de ces effets dépend du degré de carbonatation atteint par la structure (Pihlajavaara, 1968). Dans le cas des composites PRF, de plus en plus utilisés dans les applications structurales, comprendre l'interaction entre la carbonatation et les matériaux composites est essentiel. Par conséquent, notre objectif dans cet article est d'investiguer de manière exhaustive les effets de la carbonatation sur les propriétés mécaniques et la performance des liaisons des composites PRF collés de manière externe aux matériaux à base de ciment. En acquérant des connaissances sur ces interactions, nous pouvons développer des stratégies d'atténuation efficaces pour améliorer la durabilité et la longévité des structures renforcées par PRF dans les environnements sujets à la carbonatation.

II. PROGRAMME EXPERIMENTAL

A. Matériaux et préparation des échantillons

Dans cette étude, les matériaux utilisés comprennent du ciment Portland de type CEMI 52.5N et du sable siliceux naturel 0-4 mm. Ce sable a été choisi pour s'assurer que le carbonate de calcium observé provient uniquement de la carbonatation de la pâte de ciment. Le rapport Eau/Ciment est de 0,60 comme recommandé pour les classes d'exposition XC (corrosion induite par carbonatation). Un superplastifiant a été incorporé avec un dosage de 0,3% de la masse de ciment pour améliorer la maniabilité et la fluidité du mortier frais. Parallèlement, un stabilisateur, la gomme de xanthane, a été introduit à une concentration de 0,6 % de la masse d'eau. Le choix de la gomme de xanthane a été motivé par son efficacité en tant qu'agent stabilisant. La sélection de ces dosages a fait l'objet d'un processus itératif pour atteindre les propriétés d'homogénéité souhaitées.

Quatre plaques de mortier mesurant 30 x 30 x 5,5 cm^3 ont été fabriquées. Les échantillons ont été conservés dans leurs moules pendant 24 heures puis démoulés et immergés dans un bac d'eau du robinet pour une cure à l'eau pendant une période de 28 jours à la température de 23 ± 1°C.

Étant donné que l'étude porte sur l'évaluation de l'impact de la couche carbonatée sur le comportement à l''adhérence des composites PRF, les surfaces exposées ont pour dimensions 30 x 30 cm^2, perpendiculaires au sens du coulage des dalles. Pour s'assurer que la carbonatation se produit exclusivement sur ces deux surfaces de manière unidirectionnelle, des feuilles d'aluminium ont été appliqués sur les autres faces après la cure de 28 jours dans l'eau.

Après l'application de l'aluminium, un pré-conditionnement a été appliqué avant les tests de carbonatation. Les échantillons ont été séchés à 40°C pendant 28 jours jusqu'à ce que leur masse se stabilise, puis stockés dans une pièce climatisée (T = 20°C, humidité relative HR = 55%) pendant 7 jours supplémentaires pour homogénéiser l'humidité interne et obtenir un taux de saturation en eau optimal pour la carbonatation (Thiery, 2005). La température de 40°C a été spécifiquement choisie pour faciliter le séchage des matériaux sans altérer la structure des produits d'hydratation du ciment. L'objectif de cette étape de pré-conditionnement est de favoriser la diffusion du CO_2 lors de l'étape de carbonatation suivante.

Le programme comprend la fabrication de cylindres de mortier pour suivre l'évolution des propriétés mécaniques tout au long du processus. 15 cylindres d'une hauteur de 14 cm et de diamètre 7 cm ont été utilisés. De l'aluminium adhésif a été utilisé pour couvrir les faces supérieure et inférieure des cylindres. Le même processus de pré-conditionnement que celui des plaques a été appliqué aux échantillons cylindriques.

Pour les matériaux composites, le produit commercial Sika CarboDur M a été sélectionné (**Tableau 1**). Il s'agit d'une lamelle composite pultrudée d'une épaisseur de 1,4 mm et d'une largeur de 50 mm, composée de fibres de carbone enrobées dans une matrice époxy. Pour le collage des lamelles en surface du support, l'adhésif structural utilisé est le Sikadur-30. Notons que ces matériaux sont actuellement utilisés dans des applications pratiques de renforcement structurel, ce qui correspond parfaitement aux objectifs de notre étude.

TABLEAU 1. Propriétés physiques et mécaniques des PRF

	Densité (g/cm³)	Pourcentage volumétrique des fibres (%)	Elongation à rupture (%)	Résistance en traction (MPa)
PRFC	1,6	68	1,35	3200

B. Conditions d'exposition

L'un des mécanismes de dégradation des structures les plus fréquents est la corrosion induite par la carbonatation. Lorsque le CO_2 diffuse dans les matériaux cimentaires, il réagit avec lesproduits d'hydratation, ce qui entraîne la précipitation de carbonates de calcium $CaCO_3$ et une diminution du pH de la solution interstitielle. Ce changement de pH peut endommager la couche d'oxydes protectrice de la surface de l'acier et entraîner une corrosion ultérieure (Chi et al., 2002). En raison de la lenteur inhérente à ce processus, le protocole de carbonatation accélérée est utilisé. Cette approche permet de réguler avec précision la concentration de CO_2, l'humidité relative et la température. Dans notre étude, et pour des raisons de représentativité de l'évolution de la microstructure par rapport à la carbonatation naturelle, le taux de CO_2 appliqué est de 3 %, avec une humidité relative de 60 % ± 5 % et une température de 20°C.

Il est à noter que l'application de matériaux composites à base de polymères renforcés de fibres sur le mortier a nécessité un traitement de surface spécifique. Les techniques les plus utilisées par la communauté scientifique sont le sablage, le ponçage, le brossage, le scarifiage, le grenaillage à billes d'acier et le martelage à la brosse, avec différents avantages et inconvénients associés, en termes de niveau de rugosité fourni, de coût, de temps de traitement et de difficultés d'application (Soares et al., 2019).Dans cette étude, nous avons sélectionné deux techniques spécifiques, à savoir le sablage et le ponçage au papier de verre, pour évaluer leurs effets et leurs différences. Ce traitement de surface a été réalisé immédiatement avant les essais de carbonatation, après le processus de pré-conditionnement, afin d'atténuer toute influence potentielle du pré-conditionnement sur cette étape. Ceci a permis de s'assurer que les effets observés étaient uniquement attribués aux essais de carbonatation.

C. Procédure expérimentales

- Propriétés mécaniques du mortier

Pour évaluer l'évolution de la résistance à la compression au cours de l'exposition, trois échantillons ont été testés à des durées de carbonatation spécifiques - 0, 28 et 60 jours - et les valeurs moyennes ont été calculées.Les premiers essais ont été réalisés avant le processus de pré-conditionnement (immédiatement après la cure initiale de 28 jours). Cette mesure initiale permet d'évaluer l'influence du pré-conditionnement sur la résistance à la compression. Pendant l'essai de compression, la charge a été appliquée avec une vitesse de chargement de 0,5 MPa/s jusqu'à la rupture.

L'évolution du module d'Young a été déterminée en même temps que la résistance à la compression en utilisant une méthode d'essai dynamique (*Grindosonic*). En appliquant un léger

choc à l'échantillon, l'appareil permet la détermination de deux fréquences propres. Ensuite, le module d'élasticité a été calculé à partir de ces fréquences et de la masse volumique de l'échantillon à l'aide du modèle de Spinner et Teft (El-Khoury et al., 2022).

- Test d'arrachement

Pour cette évaluation, Un dispositif d'arrachement a été utilisé avec un système d'acquisition numérique (**Figure 1**) et la force de traction à la rupture (kN) a été calculée à des intervalles spécifiques - après la cure (avant le pré-conditionnement) et après 0, 28 et 60 jours de carbonatation. À chaque échéance, lorsqu'une dalle est retirée de l'enceinte de carbonatation, la surface des plaques en PRF (5x5 cm^2) et de la pièce en acier du test d'arrachement sont méticuleusement préparées à l'aide de papier de verre avant de les coller ensemble et de les fixer à la surface de la dalle (**Figure 1**).

Dans un premier temps, un adhésif époxy commercial bi-composant, connu sous le nom d'ISOBOND 735, est appliqué entre les plaques de PRF et la pièce en acier, avec une période d'attente d'environ 30 ± 15 minutes. Le choix de cet adhésif a été effectué afin de garantir que la rupture de l'interface mortier-composite précède toute rupture acier-composite. Ensuite, un adhésif distinct est appliqué entre les plaques de PRF et la surface de la dalle, et une période d'attente de 24 heures est observée. Le choix de cet adhésif (Sikadur-30) a été guidé par l'entreprise fournisseur des plaques PRF, afin d'assurer la compatibilité avec les matériaux cimentaires. Ce processus garantit une adhérence optimale entre les plaques de PRF et les surfaces de l'acier et de la dalle de mortier, en respectant scrupuleusement les intervalles de temps recommandés pour chaque application d'adhésif (**Figure 2**).

Pour chaque traitement de surface, trois mesures ont été enregistrées pour les surfaces supérieure et inférieure de la dalle, et la valeur moyenne a été calculée à partir de ces ensembles de données.

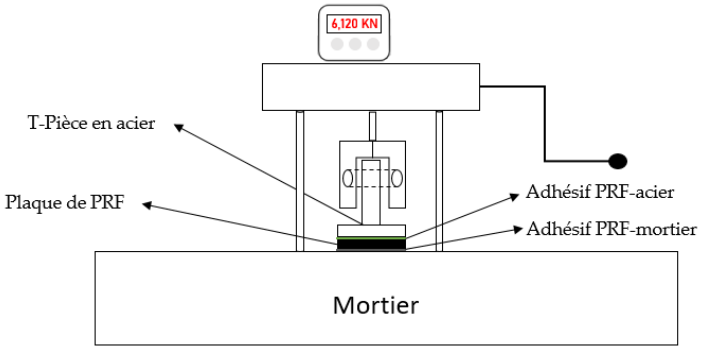


FIGURE 1. Testeur numérique de résistance à l'arrachement

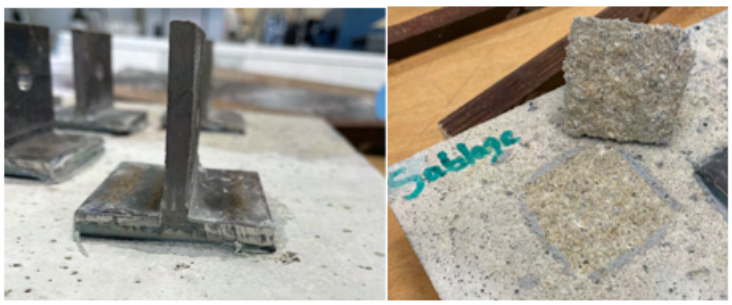


FIGURE 2. **Essai d'arrachement avant et après la rupture**

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Profondeur de carbonatation

La **Figure 3** montre les profondeurs de carbonatation des dalles en fonction du temps de carbonatation accélérée. Le calcul de la profondeur de carbonatation est fondé sur l'utilisation de l'indicateur pH phénolphtaléine, qui produit une réaction incolore en présence de carbonatation et une couleur violette dans les zones non carbonatées. Cette méthode permet une détermination précise de l'étendue de la pénétration de la carbonatation dans les dalles de mortier au fil du temps. La profondeur de carbonatation naturelle sur la même période, évaluée sur une dalle témoin, est de 2 mm.

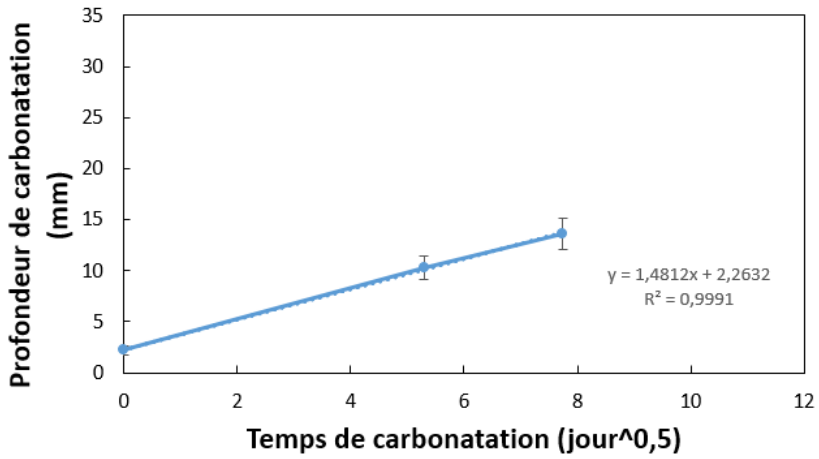


FIGURE 3. **Profondeur de carbonatation en fonction du temps de carbonatation pour les dalles de mortier**

La profondeur de carbonatation augmente proportionnellement à la racine carrée du temps de carbonatation, conformément à un modèle de diffusion typique (Wang et al., 2024).

B. Résistance à la compression et module d'Young

La **Figure 4** illustre l'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps de carbonatation pour les cylindres de mortier. Lorsque le temps de carbonatation augmente, la résistance à la compression augmente également. Ce résultat est corroboré par divers auteurs, tels que (Kim et al., 2009) (Lu et al., 2022), qui ont également observé la corrélation positive entre le temps de carbonatation et la résistance à la compression des matériaux cimentaires à base de ciment Portland.

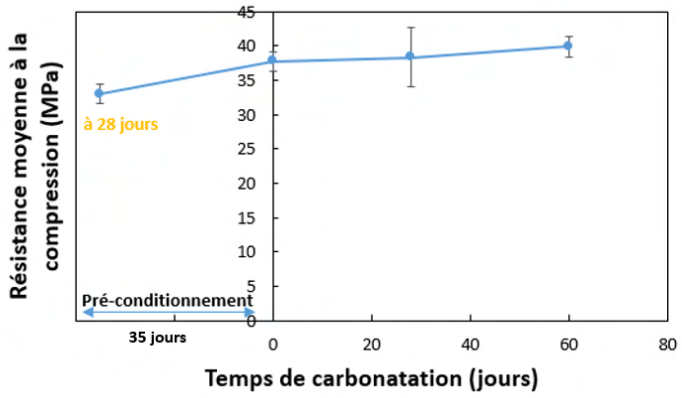


FIGURE 4. Résistance moyenne à la compression en fonction du temps de carbonatation pour les échantillons cylindriques

Ce résultat peut être attribué à la formation de carbonates de calcium dans la porosité des matériaux cimentaires, selon la réaction de carbonatation suivante:

$$Ca(OH)_2(s) + CO_2\ (g) \rightarrow CaCO_3\ (s) + H_2O\ (l) \quad (1)$$

La **Figure 5** illustre l'évolution du module d'Young dynamique moyen en fonction du temps de carbonatation pour les cylindres de mortier. On observe notamment une augmentation du module d'élasticité dynamique avec le temps de carbonatation. La diminution initiale observée pendant le pré-conditionnement peut être attribuée à la microfissuration de retrait qui a pu se développer pendant la phase de séchage.

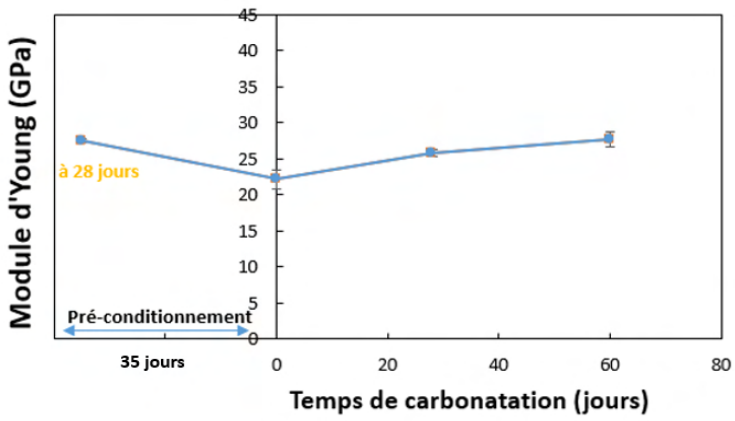


FIGURE 5. Module d'Young dynamique moyen en fonction du temps de carbonatation pour les échantillons cylindriques

C. Résistance à l'arrachement

La **Figure 6** illustre l'évolution de la résistance à la traction moyenne en fonction du temps de carbonatation pour des dalles de mortier sablées et poncées. L'augmentation du temps de carbonatation, qui signifie la modification des produits d'hydratation du ciment et la propagation de la zone carbonatée vers l'intérieur de la dalle, s'accompagne d'une augmentation notable de la résistance à la traction nécessaire pour détacher le composite de la dalle. Par exemple, dans le cas du sablage, la résistance à la traction est passée de 2,8 MPa avant carbonatation à 3,7 MPa après 60 jours de carbonatation, indiquant une augmentation de 0,9 MPa. Pour le ponçage, la résistance à la traction est passée de 2,6 MPa à zéro carbonatation à 3,4 MPa après 60 jours de carbonatation, indiquant une augmentation de 0,8 MPa. Les résultats confirment l'impact positif de la carbonatation sur le comportement d'adhérence entre les plaques composites PRF et les matériaux cimentaires. Cette tendance est valable pour les deux méthodes de traitement de surface, à savoir le sablage et le ponçage.

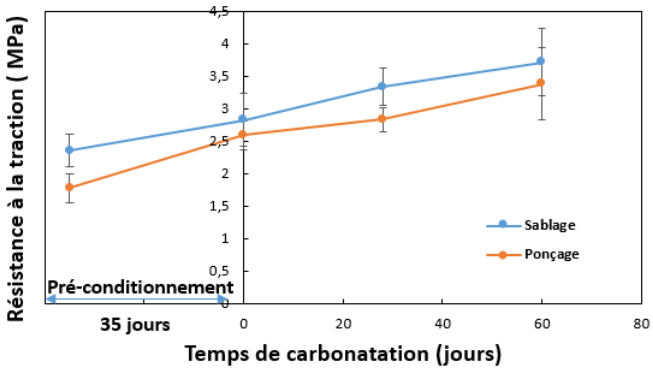


FIGURE 6. Résistance à la traction moyenne en fonction du temps de carbonatation pour deux traitements de surface différents

On peut également observer que la période de pré-conditionnement influence également la résistance à la traction. Avant le pré-conditionnement, la résistance à la traction était de 2,4 MPa, et elle a augmenté pour atteindre 2,8 MPa au début de la carbonatation, soit une augmentation d'environ 20 %.

L'évolution globale de la résistance à la compression pour l'ensemble du corps d'épreuve semble relativement modeste. Toutefois, l'examen de la modification de la résistance à la traction moyenne révèle une augmentation plus substantielle. Cela suggère que la résistance du collage émane principalement de la couche carbonatée, puisqu'elle est responsable de ce changement notable, plutôt que d'un changement significatif de la résistance du matériau dans son ensemble.

IV. CONCLUSIONS

En résumé, l'étude met en lumière des aspects essentiels de l'interaction entre la carbonatation et le comportement d'adhérence des polymères renforcés de fibres (PRF) et des matériaux cimentaires. Des conclusions peuvent être émises sur les résultats expérimentaux de l'étude:

1. Influence de la carbonatation : l'étude révèle une influence substantielle de la carbonatation sur le comportement avec une amélioration notable de l'adhérence entre les PRF et le support en matériau cimentaire.
2. Evolution de la couche de matériau carbonaté : bien que le changement global de la résistance à la compression soit modeste, une augmentation notable de la résistance de la traction moyenne suggère que la couche carbonatée influence principalement la force d'adhérence. Pour le sablage, l'augmentation de la résistance à la traction est d'environ 31 %, et pour le ponçage, elle est d'environ 30 %.
3. Impact du traitement de surface : les traitements de surface, y compris le sablage et le ponçage, jouent un rôle secondaire mais sensible dans l'augmentation de la résistance à l'arrachement, ce qui souligne l'importance de ces méthodes de préparation du support.

REFERENCES

Chi, J.M., Huang, R., Yang, C.C., 2002. Effects of Carbonation on Mechanical Properties and Durability of Concrete Using Accelerated Testing Method. J. Mar. Sci. Technol. 10. https://doi.org/10.51400/2709-6998.2296

El-Khoury, M., Roziere, E., Grondin, F., Cortas, R., Chehade, F.H., 2022. Experimental evaluation of the effect of cement type and seawater salinity on concrete offshore structures. Constr. Build. Mater. 322, 126471. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126471

Green, M.F., Bisby, L.A., Fam, A.Z., Kodur, V.K.R., 2006. FRP confined concrete columns: Behaviour under extreme conditions. Cem. Concr. Compos. 28, 928–937. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.07.008

Kim, J.-K., Kim, C.-Y., Yi, S.-T., Lee, Y., 2009. Effect of carbonation on the rebound number and compressive strength of concrete. Cem. Concr. Compos. 31, 139–144. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.10.001

Li, M., Shen, D., Yang, Q., Cao, X., Liu, C., Kang, J., 2022. Rehabilitation of seismic-damaged reinforced concrete beam-column joints with different corrosion rates using basalt fiber-reinforced polymer sheets. Compos. Struct. 289, 115397. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.115397

Lu, B., Drissi, S., Liu, J., Hu, X., Song, B., Shi, C., 2022. Effect of temperature on CO2 curing, compressive strength and microstructure of cement paste. Cem. Concr. Res. 157, 106827. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106827

Maria, H.S., Alcaino, P., Luders, C., 2006. Santa Maria, H., Alcaino, P. and Luders, C., 2006, April. Experimental response of masonry walls externally reinforced with carbon fiber fabrics. In Proc., 8th US National Conf. on Earthquake Engineering.

Pantazopoulou, S.J., Bonacci, J.F., Sheikh, S., Thomas, M.D.A., Hearn, N., 2001. Repair of Corrosion-Damaged Columns with FRP Wraps. J. Compos. Constr. 5, 3–11. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2001)5:1(3)

Pihlajavaara, S.E., 1968. Some results of the effect of carbonation on the porosity and pore size distribution of cement paste. Matér. Constr. 1, 521–527. https://doi.org/10.1007/BF02473640

Rizkalla, S., Hassan, T., Hassan, N., 2003. Design recommendations for the use of FRP for reinforcement and strengthening of concrete structures. Prog. Struct. Eng. Mater. 5, 16–28. https://doi.org/10.1002/pse.139

Setunge, S., Kumar, A., Nezamian, A., 2002. Decision support tools for concrete infrastructure rehabilitation (using FRP composites).

Soares, S., Sena-Cruz, J., Cruz, J.R., Fernandes, P., 2019. Influence of Surface Preparation Method on the Bond Behavior of Externally Bonded CFRP Reinforcements in Concrete. Materials 12, 414. https://doi.org/10.3390/ma12030414

Thiery, M., 2005. Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires : Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques.

Wang, X., Yang, Q., Peng, X., Qin, F., 2024. A Review of Concrete Carbonation Depth Evaluation Models. Coatings 14, 386. https://doi.org/10.3390/coatings14040386

Xie, J., Hu, R., 2013. Experimental study on rehabilitation of corrosion-damaged reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer. Constr. Build. Mater. 38, 708–716. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.023

Numerical investigation on the influence of inclusion shape on concrete drying shrinkage fracture behavior

Yu Sun, Jean-Philippe Carlier, Thomas Rougelot, Yun Jia

ABSTRACT
The characteristics of inclusions have a great influence on the fracture characteristics of concrete. In this research paper, a numerical investigation on the influence of inclusion shape on concrete shrinkage fracture behavior is presented. A meso-scale finite element model of concrete is established, considering the three-phase composite structure of inclusions, mortar, and interfacial transition zone (ITZ). An elastic-plastic damage model is used to describe the mechanical behavior of the mortar under drying conditions, while the inclusions are assumed to be elastic. A humidity diffusion model is coupled with the mechanical model to simulate the moisture transport and the shrinkage strain in the concrete. The paper analyzes the effects of different inclusion shapes, such as circular, elliptical, and polygonal, on the crack initiation and propagation in concrete. The results show that the inclusion shape has a significant impact on stress concentration, crack pattern, and crack area of concrete. The paper provides theoretical insights for the prevention and treatment of concrete shrinkage cracks.
Keywords concrete, finite element method, elastic-plastic damage model, drying shrinkage, fracture characteristics

I. Introduction

Concrete is a fundamental material in modern society, widely applied in diverse engineering applications such as constructing buildings and establishing nuclear plants. Cracks in concrete pose a substantial threat to its structural integrity and durability, potentially leading to severe consequences (Mehndi et al. 2014). Therefore, it is crucial to gain a comprehensive understanding of the causes and mechanisms of concrete cracking to facilitate effective design and maintenance of concrete structures.

Among the many factors affecting concrete cracking, drying shrinkage plays an important role. The drying shrinkage of concrete can be attributed to four primary mechanisms. These mechanisms include the change in surface free energy of the solid phase, capillary tension effect leading to equal hydrostatic compression in the solid phase, changes in the disjoining pressure in areas of hindered adsorption, and the movement of interlayer water (Almudaiheem 1991). The inclusions mixed with cement and water play a critical role in concrete properties. These properties include strength, thermal and elastic characteristics, dimensional and volume stability, and overall durability (Sáez-Pérez et al. 2020, Talaat et al. 2021).

In this paper, a finite element meso-scale model of concrete in dry environment was established, and an elastic-plastic damage model of concrete was calibrated. Through this simulation, the influence of inclusion shape on the drying shrinkage cracks of concrete at meso-scale was studied. This study can provide theoretical reference for the prevention and treatment of concrete dry shrinkage cracks.

II. Hydro-mechanical coupling finite element model for concrete

Comprehending the evolution of internal humidity gradients within concrete over time is vital for analyzing the propagation of cracks. This study focuses on elucidating the mechanism of drying shrinkage cracks in concrete under relatively dry conditions, adopting a meso-scale perspective that specifically delves into surface-level drying shrinkage cracks. Concrete is conceptualized in this study as a three-phase composite material, comprising inclusions, mortar, and interfacial transition zone (ITZ) (Xu & Chen 2016). The research involves numerical simulations to investigate the propagation of drying shrinkage cracks in concrete specimens subjected to dry conditions.

A. Humidity diffusion model

It is generally believed that the diffusion of water in concrete satisfies Fick's second law (Zhou et al. 2020). And the diffusion of water in concrete is considered as the change of humidity field. Ignoring the influence of temperature and self-shrinking, the governing equation of the transient humidity field is:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \operatorname{div}\left[D\left(h\right) \cdot \operatorname{grad}\left(h\right)\right] \tag{1}$$

where h is the relative humidity, $D(h)$ is the water diffusion coefficient. The convection boundary conditions on the cement surface is considered as (Martinola 1995):

$$q_s = H_F \cdot (h_s - h_a) \tag{2}$$

where q_s is the wet flux perpendicular to the concrete surface; H_F is the surface humidity exchange coefficient; h_s is the relative humidity of the concrete surface; h_a is the environmental relative humidity.

According to the humidity diffusion equation, the moisture diffusion in concrete depends on the humidity diffusion coefficient of different materials, and the humidity diffusion coefficient has a strong correlation with the current humidity. Previous studies combined the inversion of the humidity diffusion equation with the least square method to determine the law of the humidity diffusion coefficient (Wittmann et al. 1989), which was described by the exponential equation:

$$D_m(h) = 0.22e^{5.4h}(\mathrm{mm}^2/\mathrm{day}) \tag{3}$$

where D_m is the humidity diffusion coefficient of cement paste, the humidity diffusion coefficient of inclusion is 1/50 of that of cement paste (Bolander Jr & Berton 2004). The strain field can be calculated from the distribution of the humidity field according to the following (Yang et al. 2017):

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{h} = \alpha_{sh} \cdot \dot{h} \tag{4}$$

where $\dot{\varepsilon}_{ij}^{h}$ is the dry shrinkage strain; α_{sh} is the shrinkage coefficient; $\dot{h}$ is the humidity gradient.

In this simulation, the inclusion is set as an elastic model, and the mortar is used the elastic-plastic damage constitutive to describe the fracture behavior.

The elastic-plastic model is established for simplicity and emphasizes the hydro-mechanical behavior of the concrete during drying. With the assumption of small deformations and small perturbations, the strain caused by hydraulic gradient ε_{ij}^{h} is decomposed into an elastic part ε_{ij}^{e} and plastic one ε_{ij}^{p}

$$\varepsilon_{ij}^{h} = \varepsilon_{ij}^{e} + \varepsilon_{ij}^{p} \tag{5}$$

The stress tensor (stresses in the undamaged mortar) can be written in terms of the strain equivalence hypothesis and using Hooke's law as:

$$\sigma'_{ij} = E'_{ijkl}\varepsilon^e_{kl} = E'_{ijkl}(\varepsilon^h_{kl} - \varepsilon^p_{kl}) \tag{6}$$

where E'_{ijkl} is the fourth-order isotropic elasticity tensor, also known as the elastic modulus of undamaged mortar. The rate of the stress tensor in the effective (undamaged) configuration can be written in terms of the strain equivalence hypothesis and Hooke's law as:

$$\dot{\sigma'}_{ij} = E'_{ijkl}\dot{\varepsilon}^e_{kl} = E'_{ijkl}(\dot{\varepsilon}^h_{kl} - \dot{\varepsilon}^p_{kl}) \tag{7}$$

B. Damage model

When the damage is introduced into the model, the stress tensor for the damaged material, is given as follows:

$$\sigma_{ij} = E_{ijkl}(\omega)\varepsilon^e_{kl} = E_{ijkl}(\omega)(\varepsilon^h_{kl} - \varepsilon^p_{kl}) \tag{8}$$

where E_{ijkl} is the fourth-order elasticity tensor dependent on the damage properties. Applying the effective stress concept, the Cauchy stress tensor σ_{ij} is related to the effective stress tensor σ'_{ij} through the following expression:

$$\sigma_{ij} = (1-\omega)\sigma'_{ij} \tag{9}$$

For the sake of simplicity and convenience, the current study employs an isotropic damage model, conveniently described by a scalar variable ω denoted as

$$\omega = (1-\alpha_t)\omega_c + \alpha_t\omega_t; \alpha_t = \frac{\|{\sigma_{ij}}^+\|}{\|\sigma_{ij}\|} \tag{10}$$

where ω_c represents the compression damage parameter; ω_t represents the tension damage parameter; α_t is the ratio of tensile stresses with respect to total stresses; $\|{\sigma_{ij}}^+\|$ and $\|\sigma_{ij}\|$ are respectively the norm of total stress tensor σ_{ij} and that of tensile stress tensor ${\sigma_{ij}}^+$. For uniaxial compression test α_t = 0 while α_t = 1 in uniaxial tensile test. So the effective elastic modulus of damaged concrete can be defined by the relations:

$$E_{ijkl} = (1-\omega)E'_{ijkl} \tag{11}$$

and the incremental form of the constitutive equation can be expressed as follows:

$$\dot{\sigma}_{ij} = E_{ijkl}\dot{\varepsilon}^e_{kl} - E'_{ijkl}\varepsilon^e_{kl}\dot{\omega} \tag{12}$$

On the basis of the experimental data and inspired by the damage model used by some previous works (Bian et al. 2016) and (Mazars & Pijaudier-Cabot 1989), the following criteria are proposed for the evolution of tensile damage and compressive damage.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{eq} &= 2\sqrt{\sum_{i=1}^{3}\langle\varepsilon_{ii}\rangle^2} \\ \gamma^p &= \int\sqrt{\tfrac{2}{3}\dot{e}^p_{ij} : \dot{e}^p_{ij}}; \dot{e}^p_{ij} = \dot{\varepsilon}^p_{ij} - \tfrac{tr(\dot{\varepsilon}^p_{ij})}{3}\delta_{ij} \end{aligned} \tag{13}$$

where ε_{ii} is the ith principal strain, and the bracket $\langle\varepsilon_i\rangle$ means that only the positive value is taken into account; γ^p is the generalized plastic shear strain; δ_{ij} is the second order unit tensor. Therefore, the following criteria are proposed for the evolution of tensile damage and compressive damage.

$$F_{\omega_t} = 1 - \frac{1}{\exp(B_t \varepsilon_{eq})} - \omega_t \leq 0 \tag{14}$$

$$F_{\omega_c} = 1 - \frac{1}{\exp(B_c \gamma^p)} - \omega_c \leq 0 \tag{15}$$

where B_c controls the kinetics of compressive damage $\omega_c$and B_t characterizes the evolution of tensile damage ω_t.

C. *Elastic-plastic model*

In order to account for the high dependence of containment pressure on plastic behaviour, a non-linear loading surface is usually required. Inspired by the earlier work of Zhou et al. (2013), a yield surface is used for cement materials:

$$F_p(\sigma_{ij}, \gamma^p, \omega) = q - \alpha(\gamma^p) \left(-{c_1}^2 + \sqrt{{c_1}^2 + 4c_2(c_3 - \frac{p}{f_c\,(\omega)})} \right) \frac{f_c(\omega)}{c_2} = 0 \tag{16}$$

where three parameters c_1, c_2, c_3 define the pattern of the yield surface, and can be calibrated by experimental data (Table 1), as shown in Figure 1; p is the mean effective stress and q denotes the deviatoric effective stress. To describe the impact of damage on mechanical strength, we assume a reduction in the uniaxial compression strength of concrete as damage occurs. For simplicity, the following linear relation is proposed:

$$f_c(\omega) = \left(1 - \frac{\langle \omega - \omega_0 \rangle}{1 - \omega_0} \right) f_{c0} \tag{17}$$

where ω_0 is the damage value at the level of peak stress; f_{c0} is the uniaxial compression strength f_c of undamaged cement.

Table 1: Triaxial test results of concrete under different confining pressures

Confining pressure (MPa)	Peak deviatoric stress (MPa)	Strain corresponding with peak stress
0	48	0.011
5	56.4	0.017
10	65	0.055
20	84	0.066

The evolution of the yield surface is governed by the plastic hardening law, which amplifies with the generalized plastic shear strain, denoted as γ^p. Utilizing representative experimental data, the following plastic hardening law is employed:

$$\alpha(\gamma^p) = 1 - \exp(-\xi \gamma^p) \tag{18}$$

The law of plastic work hardening α varies from 0 to 1. The fracture surface is reached when $\alpha \to 1$. The parameter ξ controls the kinetics of plastic work hardening. As many experimental results have shown, a compaction/dilatation transition with the increase of the deviatorical stress was noticed. It is then necessary to choose an unassociated law, choosing an adequate plastic potential. Among the various existing models, the following plastic potential is adopted (Jia et al. 2010):

$$Q_p\left(\sigma_{ij}, \gamma^p, \omega\right) = q - \eta(-p + c_3 f_c(\omega)) \ln \left(\frac{-p + c_3 f_c\,(\omega)}{I_0} \right) = 0 \tag{19}$$

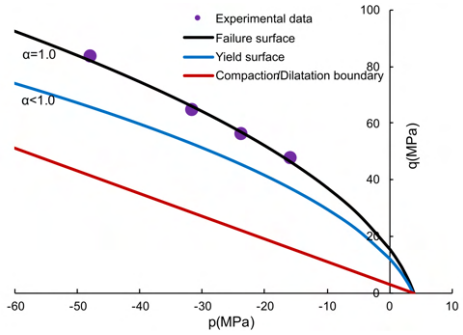


FIGURE 1. The failure surface calibrated by experimental data, yield surface and compaction/dilatation boundary

where the variable I_0 is the current intersection of the plastic potential and the p axis. The boundary between the field of compaction and dilatation is defined by the condition $\partial Q_p/\partial p = 0$, which is expressed as follows:

$$F_s = q - \eta(-p + c_3 f_c(\omega)) = 0 \tag{20}$$

The parameter η defines the slope of the boundary between compaction and dilatation domain in the p-q plan.

Under general loading conditions, plasticity and damage are coupled. For this reason, it is necessary to define the evolution of plastic deformation and damage. A coupled algorithm is then necessary at each material point to determine the evolution of plastic deformation and damage. However, since damage is related to total deformation in the proposed model, damage evolution can be determined first at the beginning of each stage. A simplification is adopted for the loading coefficient α_t and the damage parameter ω, which are calculated from the stress and the plastic shear strain obtained at the end of previous step. Then the classic algorithm of plastic correction is used. The plastic multiplier $\dot{\lambda}_p$ is determined by the plastic consistency condition:

$$\frac{\partial F_p}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial F_p}{\partial \gamma^p} d\gamma^p + \frac{\partial F_p}{\partial \omega} d\omega = 0 \tag{21}$$

$$\dot{\lambda}_p = \frac{\frac{\partial F_p}{\partial \sigma_{ij}} : E_{ijkl}(\omega) d\varepsilon_{kl} - \frac{\partial F_p}{\partial \sigma_{ij}} : E'_{ijkl} \varepsilon^e_{ij} d\omega + \frac{\partial F_p}{\partial f_c} \frac{\partial f_c}{\partial \omega} d\omega}{\frac{\partial F_p}{\partial \sigma_{ij}} : E_{ijkl}(\omega) : \frac{\partial Q_p}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{\partial F_p}{\partial \alpha_p} \frac{\partial \alpha_p}{\partial \gamma^p} \left(\frac{\partial \gamma^p}{\partial \varepsilon^p_{ij}} : \frac{\partial Q_p}{\partial \sigma_{ij}} \right)} \tag{22}$$

To simplify calculations, the creep behavior of cement paste has not been taken into account. The model proposed in this paper is implemented using UMAT in the finite element software ABAQUS. In the UMAT, at each step, an increment of total deformation is given at each point (Figure 2). The corresponding increases in stress, plastic strain and damage are calculated using the equations and loading conditions. After a trivial elastic prediction, the plasticity and damage criteria are checked according to loading conditions.

III. Calibration of proposed model and boundary condition

In this section, the proposed model is applied to study the mechanical behavior of concrete under a wide range of confining pressure. The cement used is a Portland cement CEM II/B 32.5R and the paste has a water to cement ratio W/C equal to 0.5 (Li 2016). The model's parameters calibrated by the experimental data is shown in Table 2.

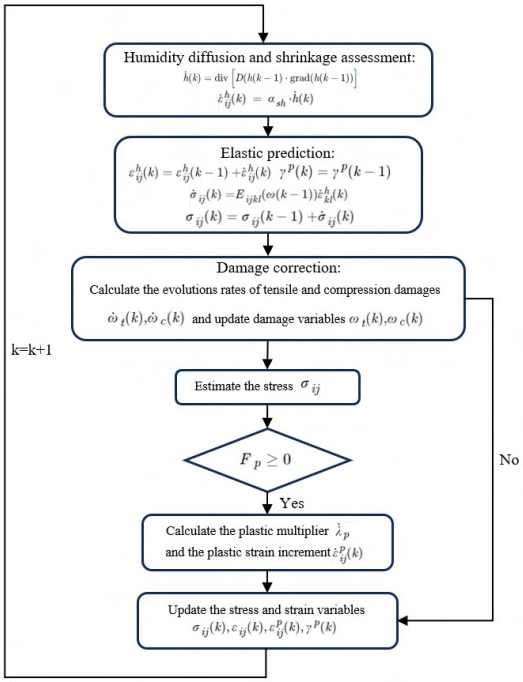


FIGURE 2. Flow chart for numerical implementation of hydro-mechanical model at the kth step

A. Calibration of proposed model

To test the model's ability to reproduce the mechanical behaviour of cement paste, one uniaxial tensile test and four triaxial compression tests with different confining pressures are simulated using the specified parameters. The simulation results are presented in Figure 3. In general, a good agreement is obtained between the numerical simulations and the experimental data. Therefore, the proposed model is able to satisfactorily describe the main characteristics of the behavior of the cement material.

B. Meso-scale model and boundary condition

In order to ensure the speed of calculation, 2D simulation is used in this calculation. The size of the finite element model is 12 mm×12 mm and the 4-node plane strain thermally coupled displacement and temperature element type is used. After a mesh size sensitivity analysis, the crack can be well characterized with a mesh precision of 0.05mm, and the total number of element is then 57600. The effect of the mesh is minimized by dividing different areas on the uniform mesh. This model is divided into three parts: cement, inclusion and ITZ. The shrinkage coefficient of cement paste is 0.7‰ (Zhou et al. 2020). The parameter of humidity of cement and ITZ were set to the same value. Previous studies have shown that, the elastic modulus of ITZ is 50% to 70% of the elastic modulus of cement paste, and the strength is 30% to 50% of the strength of cement paste (Liao et al. 2004). In this study, the interface tensile strength was taken as 40% of the strength of cement paste, and the elastic modulus of ITZ was taken as 60% of the elastic modulus of cement paste. We assumed that the inclusion shrinkage coefficient is 0.

In order to study the effect of inclusion shape on concrete cracking, inclusions were randomly placed in the mesh, the volume fraction of these inclusions being set at 40%. Inclusions with different shapes were

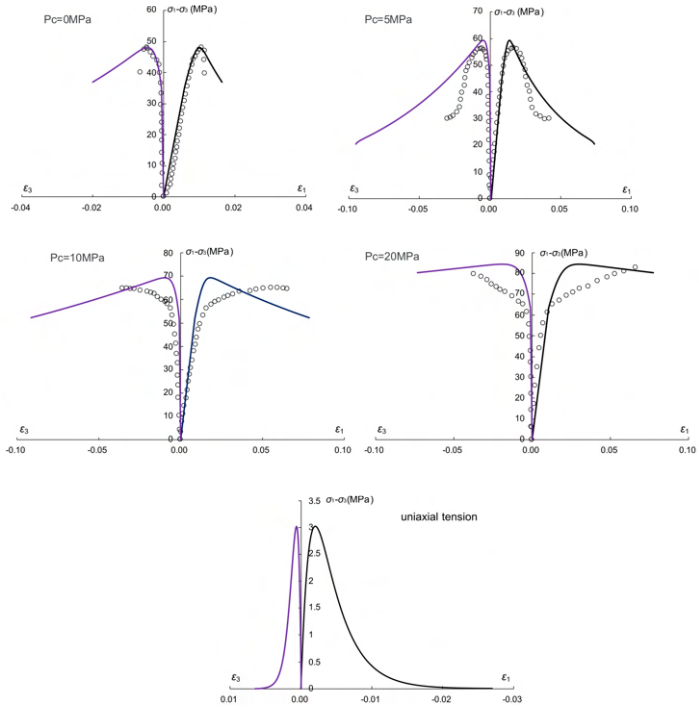


FIGURE 3. Comparison of numerical simulation (continuous lines) and test data (points)

then placed in the same spatial position to reduce the influence of the spatial distribution of inclusions on the simulation results (Figure 4). In the humidity diffusion simulation, the initial relative humidity of concrete is set to 1. The surface humidity exchange condition is set at the four edges of the model. The surface humidity exchange coefficient (H_F) is 1.5 mm/day (Zhou et al. 2020), and the relative humidity in the external dry environment is set to 0.45. In the wet stress simulation, a displacement constraint in the X and Y direction was applied at the center point of the model, and a predefined humidity field was set. The drying process was simulated during 30 days.

TABLE 2. Parameters used in the simulation

E(GPa)	v	η	f_{c0}(MPa)	c_1	c_2	c_3	ξ	B_t	B_c
6	0.25	0.8	45	0.16	1.1	0.08	800	150	20

C. Simulation result

Studying the variation of concrete humidity field, especially at the surface of concrete, can lead to a better understanding of the evolution law of dry shrinkage cracks. Three typical change points of the concrete are selected for analysis, which are the corner point of the model, the middle point of the side edge of the test block and the center point of the model. Figure 5 shows the humidity change curve of the three selected points with drying time. Among them, the moisture at the corner point and the middle point of the edge of the test block rapidly decreased and tended to be stable within t=5 days, close to the humidity of 0.45. This is due to the existence of two and one convective surface at the corner and edge respectively, which accelerate

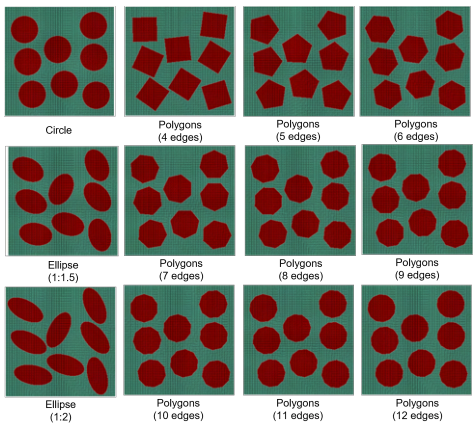


FIGURE 4. The models with different shape inclusions

the diffusion of water. And the relative humidity RH=0.45 is reached when t=30 day. As the center of the model is far from the dry boundary, the humidity drops slowly. When t=30 day, the relative humidity RH is 0.47. It can be seen that the convection boundary conditions between concrete and dry environment have a great influence on the water diffusion rate and humidity distribution of concrete.

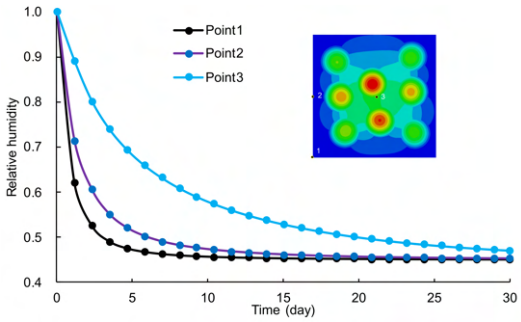


FIGURE 5. Humidity field simulation result (Circle inclusions model represented; three points from outside to inside as representative points)

The simulation results of the damaged field of the concrete shown in the Figure 6 show that when the concrete with different shape inclusions are subjected to the same drying conditions, the degree of damage is very different. For circular inclusions, the location of cracks is within the ITZ. In contrast, when considering elliptical inclusions, those with larger aspect ratios tend to induce more extensive and prolonged cracking within the concrete matrix. The elongated shape exacerbates stress concentration, thereby promoting crack propagation.

In Figure 6, it's notable that cracks predominantly occur at the corners of polygonal inclusions. It shows that the cracks are related to the angle of polygonal inclusions corners. According to the constitutive model, the elements with a damage value greater than 0.6 are considered to be crack locations. As shown in the Figure 7, the angle of inclusions corners has a great influence on the maximum principal stress and the maximum principal strain of the whole model. And the crack area exhibits a notable decrease as the angle of inclusion corners increases ; the influence threshold of angle on crack area being 120°. There is a high correlation between the trend of the maximum principal stress and the crack area. This phenomenon indicates

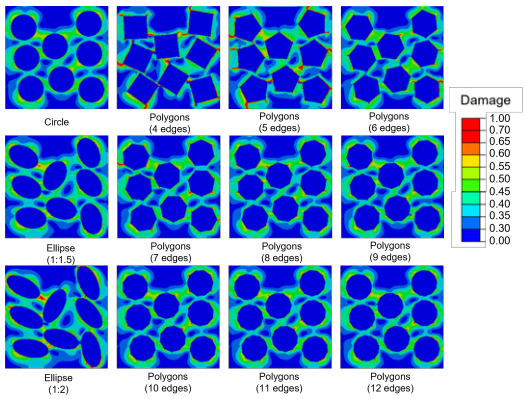


FIGURE 6. Damaged field simulation result of the models with different shape inclusions

that, compared with blunter corners, sharp corners concentrate stress more effectively and exacerbate crack propagation. Therefore, polygon inclusions with rounded corner are less likely to generate extensive cracks in the concrete drying process.

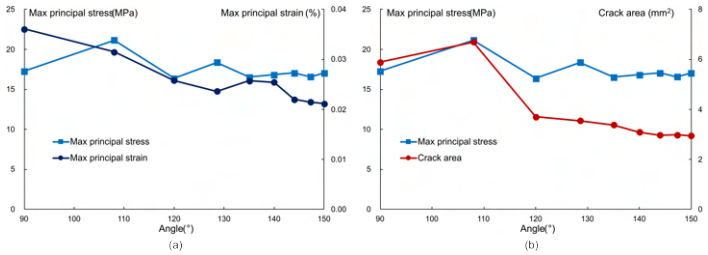


FIGURE 7. Crack area evolution of the models with different shape inclusions

IV. Discussion

This paper investigates and analyzes the influence of the inclusion shape on the fracture properties of concrete under drying conditions. Experimental data in the literature were used to verify the applicability of the elastic-plastic damage model, then the model was used to analyze the cracking characteristics of concrete under dry conditions from the perspective of inclusion shape. The conclusions drawn from this study are summarized as below:

1. The proposed elastic-plastic damage model can satisfactorily describe the main characteristics of the mechanical behavior of concrete under various confining pressures. Moreover, by combining it with the humidity diffusion model, the model can well simulate the cracking patterns of concrete under drying condition.

2. The inclusion shape has a significant influence on the fracture behavior of concrete under drying conditions, with circular inclusions being the most favorable for crack resistance. The aspect ratio of elliptical inclusions affects the stress concentration and crack propagation in the concrete matrix, with higher aspect ratios leading to more extensive and prolonged cracking.

3. The angle of polygonal inclusions corners also affects the crack initiation and development, with sharper angles inducing more stress concentration and crack area. The influence threshold of angle on crack area is 120°.

The study provides theoretical reference for the prevention and treatment of concrete dry shrinkage cracks and suggests that the inclusion shape should be considered in the design and optimization of concrete materials.

References

Almudaiheem, J. A. (1991), 'Prediction of drying shrinkage of portland cement paste: Influence of shrinkage mechanisms', *Journal of King Saud University - Engineering Sciences* **3**(1), 69–86.

Bian, H., Jia, Y., Shao, J. & Pontiroli, C. (2016), 'Numerical study of a concrete target under the penetration of rigid projectile using an elastoplastic damage model', *Engineering Structures* **111**, 525–537.

Bolander Jr, J. E. & Berton, S. (2004), 'Simulation of shrinkage induced cracking in cement composite overlays', *Cement and Concrete Composites* **26**(7), 861–871.

Jia, Y., Bian, H., Su, K., Kondo, D. & Shao, J.-F. (2010), 'Elastoplastic damage modeling of desaturation and resaturation in argillites', *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* **34**(2), 187–220.

Li, L. (2016), Etude de la fissuration engendrée par le séchage dans les matériaux cimentaires: influence des inclusions, PhD thesis, École doctorale Sciences pour l'ingénieur (Lille).

Liao, K.-Y., Chang, P.-K., Peng, Y.-N. & Yang, C.-C. (2004), 'A study on characteristics of interfacial transition zone in concrete', *Cement and Concrete research* **34**(6), 977–989.

Martinola, G. (1995), 'Application of fracture mechanics to optimize repair mortar system', *Fracture Mechanics of Concrete Structures* pp. 1481–1492.

Mazars, J. & Pijaudier-Cabot, G. (1989), 'Continuum damage theory—application to concrete', *Journal of engineering mechanics* **115**(2), 345–365.

Mehndi, S. M., Khan, M. & Ahmad, S. (2014), 'Causes and evaluation of cracks in concrete structures', *International Journal of Technical Research and Applications* **2**(5), 29–33.

Sáez-Pérez, M. P., Brümmer, M. & Durán-Suárez, J. A. (2020), 'A review of the factors affecting the properties and performance of hemp aggregate concretes', *Journal of Building Engineering* **31**, 101323.

Talaat, A., Emad, A., Tarek, A., Masbouba, M., Essam, A. & Kohail, M. (2021), 'Factors affecting the results of concrete compression testing: A review', *Ain Shams Engineering Journal* **12**(1), 205–221.

Wittmann, X., Sadouki, H. & Wittmann, F. (1989), 'Numerical evaluation of drying test data', *Transactions 10th Int.Conf.on Struct.Mech.in Reactor Technology* pp. 71–89.

Xu, Y. & Chen, S. (2016), 'A method for modeling the damage behavior of concrete with a three-phase mesostructure', *Construction and Building Materials* **102**, 26–38.

Yang, Z., Ren, W., Sharma, R., McDonald, S., Mostafavi, M., Vertyagina, Y. & Marrow, T. (2017), 'In-situ x-ray computed tomography characterisation of 3d fracture evolution and image-based numerical homogenisation of concrete', *Cement and Concrete Composites* **75**, 74–83.

Zhou, H., Bian, H., Jia, Y. & Shao, J.-F. (2013), 'Elastoplastic damage modeling the mechanical behavior of rock-like materials considering confining pressure dependency', *Mechanics Research Communications* **53**, 1–8.

Zhou, Y., Jin, H. & Wang, B. (2020), 'Drying shrinkage crack simulation and meso-scale model of concrete repair systems', *Construction and Building Materials* **247**, 118566.

Investigation into the quality of cements sold in Cameroonian market

Théodore Gautier L.J. Bikoko[1,2], Jean Claude Tchamba[3]

[1]Department of Civil Engineering Science, University of Johannesburg, PO BOX 524, Auckland Park, Johannesburg, South Africa, lejeunegautier@rocketmail.com

[2]Institut Supérieure des Sciences des Techniques Industrielles et Commerciales (ISTIC)/Ecole d'Ingénierie Industrielle, Cameroun.

[3]Department of Civil Engineering, ENSET, University of Douala, PO BOX 1872, Douala, Cameroon

ABSTRACT

This article aimed to investigate the physico-mechanical characteristics of the five (5) different types of cements used in the construction of infrastructure and civil engineering works in Cameroon. To achieve this, the five (5) cements namely, Cimencam, Cimaf, Dangote, Medcem and Miraco of the same class i.e. CEM II 42.5R collected from the Quifeurou in Bonamoussadi suburb and Bonus Ndokoti suburb hardware stores located in the city of Douala in Cameroon were evaluated. Then, three (3) tests among others: the setting time test, water absorption test, and finally, simple compression test were carried out on the samples of these cements. The results revealed that for the water absorption and compressive strength, Mira-co is the cement which presents the best characteristics, however its initial setting time is slow (4h35min) followed by that of Dangote (4h50min). Dangote and Mira-co cements show slower initial setting than all the other three (3) types of cements, namely Medcem, Cimaf and Cimencam. Medcem cement has a faster initial setting (3h11min) followed by Cimaf (3h20min) and Cimencam (3h53min). The difference between the initial and the final setting times shows that Mira-co and Dangote cements, despite a slow initial setting compared to the other cements, have shorter setting times of respectively 48 mins and 58 mins followed by Cimaf (1h04min), Medcem (1h14min) and finally, Cimencam (1h20min).

Keywords Cameroonian market, cements, setting time, water absorption, compressive strength

I. INTRODUCTION

Cement is the heart and the most important material in the formulation of mortar, concrete and in addition, the most used material in construction of civil engineering works. However, the supply of cement is increasingly becoming a hinderance to the development of construction in Cameroon. The Cameroonian cement market has been monopolized for nearly 50 years by Cimencam (Cameroon cement factory), a local subsidiary of the Lafarge Holcim group. Several factors will attract other investors to covet the cement market in Cameroon, among others: the rapid increase in demand compared to supply, the high price of cement compared to the world price, the reduction of taxes on the importation of clinker, gypsum and the exponential increase in the population creating a great need for housing hence an increased need for cement to build these housing. According to the Ministry of the Economy, Planning and Regional Development, the demand for cement would triple by 2025 hence the necessity to expand the supply of cement. In doing so, four (4) new operators have emerged on the Cameroonian cement market, namely: Cimaf, Dangote, Medcem and finally Mira-co in order to satisfy the increasing demand of cement. Civil engineers thus find themselves perplexed by the choice they must make between the 5 cements from the 5 different operators appearing on the Cameroonian market. The choice criterion depends on empirical reasons linked to field experience. Some prefer to build with the cheapest cement for economic reasons and others, on the contrary, accept the highest value in order to guarantee the most sustainable operation of their works. In general, the buyer attaches value to cement in relation to its prevailing price. The more expensive the cement, most customers consider it good quality without resorting to any scientific comparison. Nigerian scientists reported that the use of low quality materials are the most significant cause of collapse of buildings [1-8]. Several other studies have already highlighted the collapse of buildings as result from the use of low quality materials i.e. use of substandard cement, substandard aggregate, use of poor quality water etc., for instance, Bikoko et al. [9], Bikoko et al. [10], Bikoko and Tchamba [11], Tchamba and Bikoko [12], and Alinaitwe and Ekolu [13] in their study on “Failure of Structures in East Africa with focus on the causes of failures in the construction phase”. Taking a specific interest in testing the properties of the five base cements used in the construction of

infrastructure and civil engineering works in Cameroon has escaped scientific research. To fill this gap in the literature, we were interested in carrying out a study on: "Investigation into the quality of cements sold in Cameroonian market". The question that emerges from this theme is to know which cement best meets the expectations of civil engineers for the sustainable construction of infrastructure and civil engineering works in Cameroon? To circumcise this very complex and diversified problem, this study opts to investigate the physical and mechanical characteristics of these 5 base cements in order to allow civil engineers an adequate choice.

II. MATERIALS AND METHODS

To do this, five cements of the same type namely, Cimencam, Cimaf, Dangote, Medcem and Miraco of CEM II 42.5R procured from the QUIFEUROU hardware stores in Bonamoussadi suburb and BONUS in Ndokoti suburb located in the Cameroonian city of Douala were examined. The water used to prepare the cement pastes was tape water from Camwater and it was free of any impurities. W/C was 0.35 for all cement pastes. The five samples were mixed under the same mixing conditions. Likewise, the samples were vibrated under the same vibration conditions using a perfectly adjustable electric vibrator.

All tests were carried out on specimens manufactured using a cylindrical PVC pipe mold with a diameter of 20mm and a height of 40mm (20x40mm) according to the ASTM standard. For each cement paste, three samples were used and the average was reported.

All samples were stored under the same conditions: the average ambient temperature was 26.2°C in the Cameroonian city of Douala. Demolding was carried out the next day just 24 hours after manufacturing for all the tests. The molds were lubricated with draining oil to facilitate unmolding. Particularly for the setting test, the ambient temperature was maintained at 19°C.

2.1 Setting time

The setting time test was carried out according to ASTM C 191–99. (1999) [14] using the Vicat needle which gives two practical benchmarks: the initial setting time and the final setting time. The initial setting time is determined at the moment when the Vicat needle (S = 1 mm^2, mass = 300

g) no longer penetrates to the bottom of a pellet of pure cement paste with standardized consistency.

2.2 Water absorption

After soaking the paste specimens in water, they were dried in an oven. The water absorption rate measurements were made at different time frames of 2h, 4h, 6h, 8h, 18h, 26h, 28h, 30h and 32h and the water absorption rate was determined according to ASTM C1585 [15] by using the following equation (1):

$$\text{abs } \% = \frac{M_1 - M_0}{M_0} \times 100 \quad (1)$$

Where: M1 is the mass of the sample soaked in water.

M0 is the mass of the dry sample after passing through an oven at 105°C.

2.3 Compressive strength

The compressive strength test was conducted according to ASTM C39 [16]. For this test, the samples were crushed using a press and a digital comparator. A video camera makes it possible to record the variation of forces at the comparator. The compressive strength (σ) was measured by crushing the cylindrical specimen of hardened paste at 7, 14, 21 and 28 days of curing at the ambient temperature of the laboratory and the compressive strengths of the paste specimens were calculated using equation (2):

$$\boldsymbol{\sigma} = F/S \quad (2)$$

Where: $\boldsymbol{\sigma}$ = compressive strength, F = maximum load applied before failure, S = cross sectional area of the specimen.

III. RESULTS

3.1 Setting time test results

Figure 1 and Table 1 present the results of initial and final setting times of the five cements tested. It is noted that the results of the initial and final setting times in table 1 below of the five cements tested were obtained with a precision of ± 0.1 min.

Table 1. Summary of the values of the setting time test.

Type of cement	Dangote	Cimaf	Mira-co	Medcem	Cimencam
Initial setting time	4h50min	3h20min	4h35min	3h11min	3h53min
Final setting time	5h48min	4h24min	5h23min	4h22min	5h13min
Setting time duration	58min	01h 04min	48min	01h 11min	1h 20 min

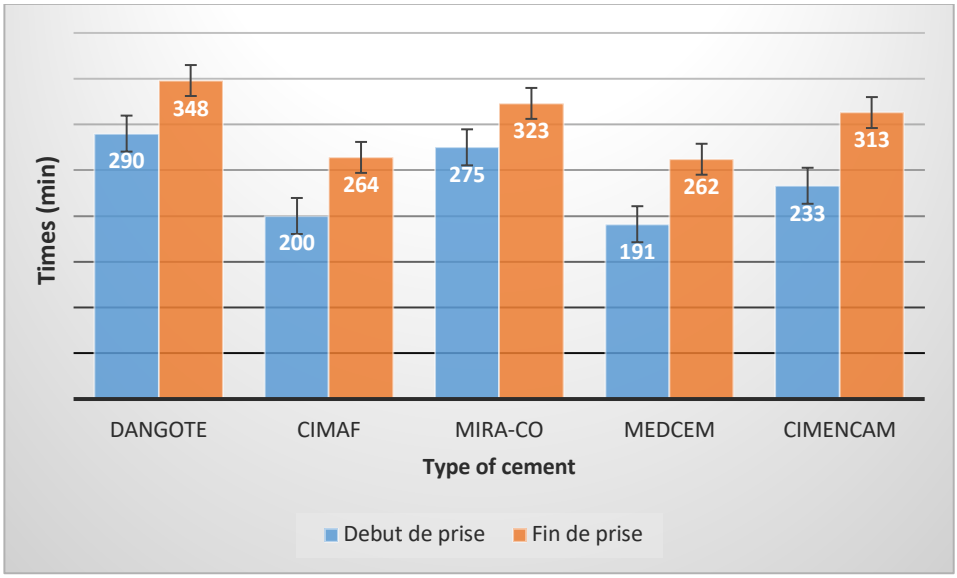


Figure 1: Initial and final setting time of the five cements

3.2. Water absorption test results

Table 2 and Figure 2 below shows the results of the water absorption rate of the cements tested namely, Cimencam, Cimaf, Dangote, Medcem and Mira-co at different time frames of 2h, 4h, 6h, 8h, 18h, 26h, 28h, 30h and 32h. It is noted that the results of the water absorption in table 2 below of the five cements tested were obtained with a precision of ± 0.1%.

Table 2. Water absorption rate of the five cements

Type of cement	Dangote	Cimaf	Mira-co	Medcem	Cimencam
Water absorption at 2h (%)	13.95	14.28	11.3	14.98	14
Water absorption at 4h (%)	14	14.47	11.44	15.14	14.18
Water absorption at 6h (%)	14.15	14.48	11.46	15.19	14.3
Water absorption at 8h (%)	14.29	14.57	11.54	15.23	14.4
Water absorption at 18h (%)	14.53	14.8	11.78	15.5	14.6
Water absorption at 26h (%)	14.59	14.95	11.87	15.55	14.83
Water absorption at 28h (%)	14.68	14.95	11.88	15.56	15
Water absorption at 30h (%)	14.71	15	12	15.65	14.97
Water absorption at 32h (%)	14.73	15	12	15.68	14.97

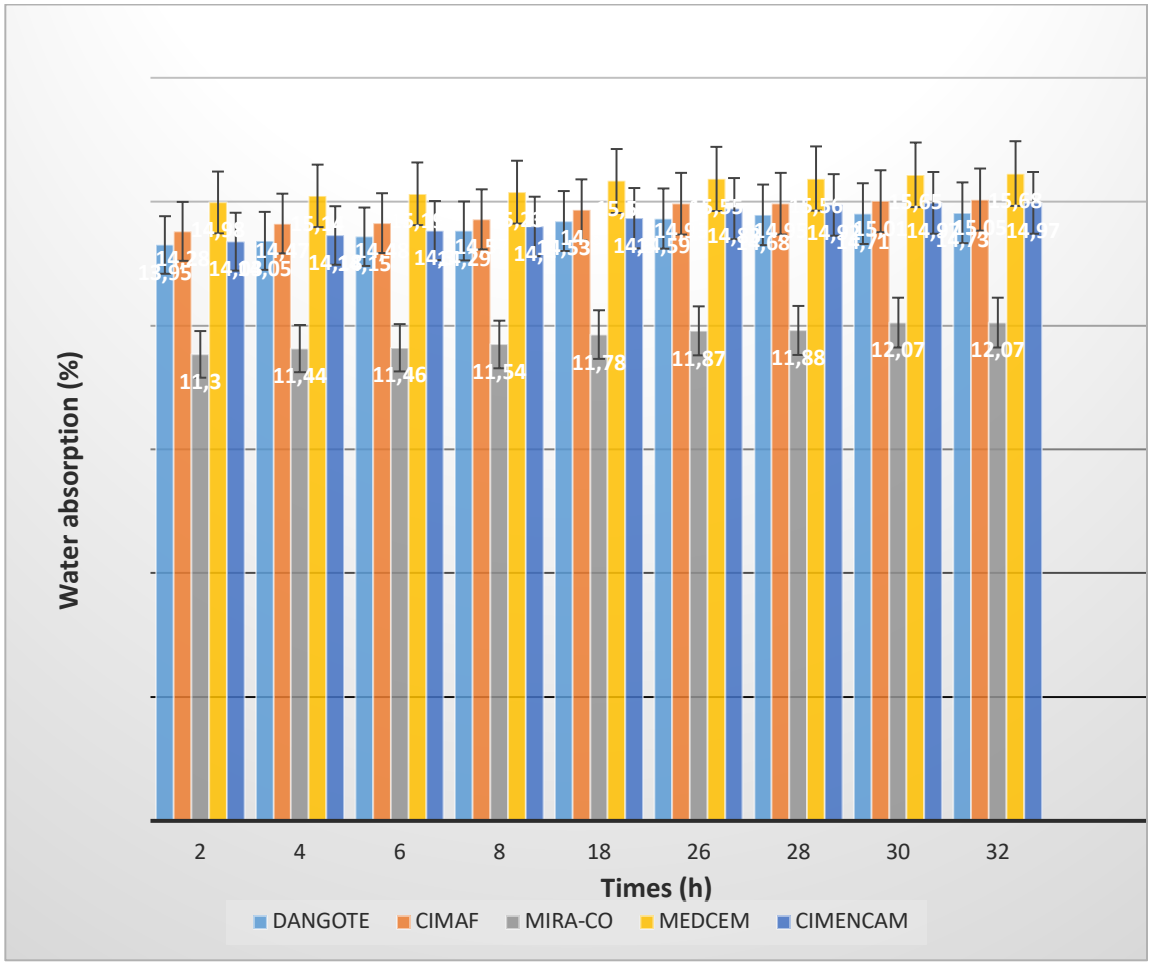


Figure 2. Water absorption of the five cements

3.3. Results of the simple compression test

Figure 3 and Table 3 below summarizes the values obtained during the compressive strength test in MPa of the different cements analyzed. It is noted that the results of the compressive strength in table 3 below of the five cements tested were obtained with a precision of ± 0.1 MPa.

Table 3. Compressive strength of the different cements

Type of cement	Dangote	Cimaf	Mira-co	Medcem	Cimencam
Average compressive strength at 7 days (MPa)	19.25	14.86	18.00	13.33	15.75
Average compressive strength at	20.67	23.19	22.29	15.51	20.55

14 days (MPa)					
Average compressive strength at 21 days (MPa)	21.05	23.87	23.74	16.83	22.88
Average compressive strength at 28 days (MPa)	21.87	24.11	24.13	18.11	23.63

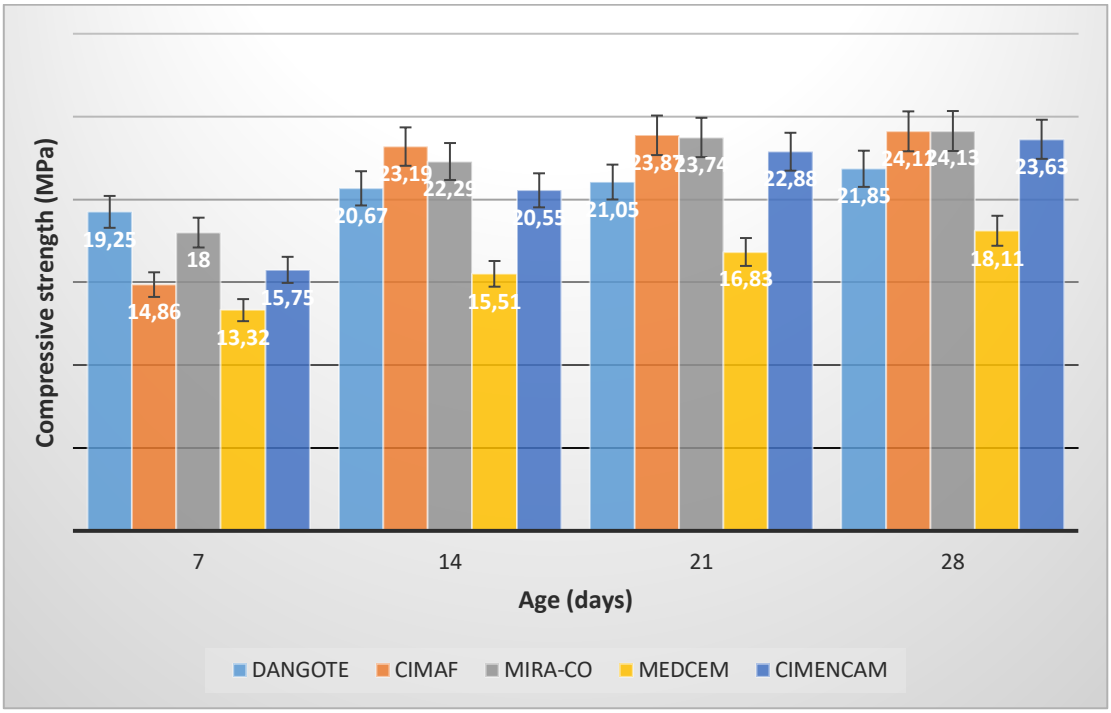


Figure 3. Compressive strength of the five cements

IV. DISCUSSION

Figure 1 and Table 1 show the initial and final setting time of the five cements used in the tests. It can be seen that the initial and final setting time depend of the type of cement used. The initial and final setting time is 290 and 348 mins, respectively for the cement paste obtained with Dangote, 200 and 264 mins, respectively for the cement paste obtained with Cimaf, 275 and 323 mins, respectively for the cement paste obtained with Mira-co, 191 and 262 mins, respectively for the cement paste obtained with Medcem, 233 and 313 mins, respectively for the cement paste obtained with Cimencam. It can be seen that Dangote cement has longer initial and final setting time than the others 4 types of cement. According to NC 234 :2005-06 [17], the initial setting time

for all 42.5 cements must be greater than 60 minutes. We can therefore affirm that the five brands of cements respect the standards.

Figure 2 and Table 2 show the water absorption at 2h, 4h, 6h, 8h, 18h, 26h, 28h, 30h and 32h of the five cement pastes tested. It can be seen that the water absorptions have changed with the type of cement pastes used. The diagrams show that all cement pastes absorb least water the first 2 hours of the test, then the cement pastes absorb more water. The results show that concerning the water absorption criterion the best cement is Mira-co cement.

Figure 3 and Table 3 report the compressive strength results of the five cement pastes tested as a function of age or curing days. It can be seen that the compressive strength is a function of type of cement paste used. The curves are strictly increasing monotonic which means that for all cements, the compressive strength increases with their age. They show no drop in resistance. Beyond 21 days, the curve tends towards an asymptotic value. This suggests that the resistance of these cements increases slightly after 21 days and probably reaches a limit value, which explains the use of 42.5 R. Measurements between 28 and 90 days would have better illustrated this behavior. At 28 days of curing i.e. after normal curing, Mira-co cement is the most resistant than the 4 other type of cements followed by Cimaf, Cimencam, Dangote and finally, Medcem is the least resistant cement. The results show that concerning the compressive strength criterion the best cement is Mira-co cement.

V. CONCLUSION

The aim of this paper was to investigate the physico-mechanical characteristics of the five brands of cements used in the construction of civil engineering projects in Cameroon, through the tests carried out in the laboratory in particular the setting time to determine the initial and the final setting time of the cements, water absorption to quantify the rate of water in the cements, and simple compression to evaluate the mechanical resistance of the cements. Based on the results obtained, the following conclusions were drawn:

- Cement type or brand showed significant impacts on the setting times, water absorption rate and the compressive strength of cement paste mixtures.
- The results showed variance in initial setting time ranging between 3h11min and 4h50min, while final setting times ranged between 4h22min and 5h48 min.
- Medcem cement displayed the shortest initial setting time of 3h11min, followed by Cimaf (3h20min), Cimencam (3h53min), Mira-co (4h35min) and finally, Dangote cements (4h50min), while Dangote cement had the longest final setting time of 5h48min.

- Medcem cement has the highest water absorption rate than the four other types or brands of cements for all the different time frames considered in this study i.e. at 2h, 4h, 6h, 8h, 18h, 26h, 28h, 30h and 32h.
- Compressive strength ranged from 13.32 to 19.25 MPa, 15.51 to 23.19 MPa, 16.83 to 23.87 MPa and 18.11 to 24.13 MPa after 7, 14, 21 and 28 days, respectively. Mira-co cement exhibited the highest compressive strength of 24.13 MPa at 28 days compared to the four other types or brands of cements, while Medcem showed the lowest value of 18.11 MP at the same age.

REFERENCES

[1] A. A. Taiwo, J. A. Afolami "Incessant building collapse: A case of a hotel in Akure, Nigeria," Journal of Building Appraisal 6, 241-248 (2011).

[2] Ogunseemi (ed) Proceedings on building Collapse: Causes, Prevention and Remedies Ondo State, Nigeria: The Nigerian Institute of Building, pp. 110-121.

[3] Folagbade, S. O. "Case studies of building collapse in Nigeria," In D.R.

[4] Amadi, A. N., Eze, C. J., Igwe, C. O., Okumlola, I. A., & Okoye, N. O. (2012). Architect's and Geologist's View on the Causes of Building Failures in Nigeria. Modern Applied Science, 6(6), 31-38. http://dx.doi.org/10.5539/mas.v6n6p31.

[5] Ayuba, P., Olagunju, R. E., & Akande, O. K. (2012). Failure and Collapse of Buildings in Nigeria: The role of professionals and other participants in the building industry. Inter-disciplinary Journal of Contemporary Research in business, 4(6), 1267-1272.

[6] Bosede, A. F., & Sunday, G. M. (2014). An Investigation on the Causes of Building Collapse in Nigeria. Journal of Environmental Sciences and Resources Management, 6(1), 12-22.

[7] Dimuna, K. O. (2010). Incessant Incidents of Building Collapse in Nigeria: A challenge to Stakeholders. Global Journal of Research in Engineering, 10(4), 75-84.

[8] Fakere, A. A., Fadairo, G., & Fakere, R. A. (2012). Assessment of building collapse in Nigeria: A Case of Naval Building, Abuja, Nigeria. International Journal of Engineering and Technology, 2(4), 584-591.

[9] Bikoko, T. G. L. J., Tchamba, J.C., Amziane, S. (2022). Analysis of Incidences of Collapsed Buildings in the City of Douala, Cameroon from 2011-2020, World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering Vol :16, No :2, 2022, 23-27

[10] T. G. L. J. Bikoko, Jean Claude Tchamba, Felix Ndubisi Okonta, "A Comprehensive Review of Failure and Collapse of Buildings/Structures," International Journal of Civil Engineering and Technology 10(3), pp. 187–198, 2019.

[11] T. G. L. J. Bikoko and J. C. Tchamba, "Causes of Failure and Collapse of Building Structures in Cameroonian Cities," Academic Journal of Civil Engineering 10(3), pp. 187–198, 2019.

[12] Tchamba J. C., and Bikoko, T. G. L. J., "Failure and collapse of building structures in the cities of Yaoundé and Douala, Cameroun," from 2010 to 2014. Modern Applied Science, 10(1), pp 23-33, 2016.

[13] Alinaitwe, H. M., and Ekolu, S.O. (2014). "Failure of Structures in East Africa with focus on the causes of failures in the construction phase.," In S. O. Ekolu et al. (Eds.), Proceedings of the First International Conference on Construction Materials and Structures, 24-26 November, 2014, Johannesburg, South Africa, 76-85.

[14] ASTM C 191–99. (1999). Standard Test Method for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle. West Conshohocken, PA : ASTM International.

[15] ASTM C1585- Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes

[16] ASTM C39- Standard Test Method for Compressive Strength of Cylinder Concrete Specimens

[17] Norme camerounaise NC 234 : 2005 – 06, ciment : les spécifications ; dans la division de la normalisation et de la qualité, p.23

Influence of the geometry of concrete aggregates on the CO_2 gas flow inside a carbonation reactor in an open system.

Kilesh JAUNKEYPERSAD, Johan COLIN, Adrien POUPARDIN, Jena JEONG
ESTP IR, 28 Av. du Président Wilson, 94230 Cachan

RESUME: The "CO_2 capture using the recycled concrete aggregate" research program has been established to conceptualize a reactor as part of the national research program, Fastcarb. However, understanding the complex interaction between gas mixture (CO_2 + N_2) flow patterns, heat transfer phenomena and reaction in a porous media (carbonation) is very crucial for optimizing the performance of the reactor to maximize CO_2 capture. The study presents a comprehensive numerical investigation into the coupling of fluid flow and heat transfer phenomena within the reactor. The analysis uses the Computational Fluid Dynamics (CFD) technique to assess the thermal performance and fluid dynamics characteristics of the carbonation reactor while varying the shape and number of aggregates. The results provide valuable insights into a deeper understanding of the gas flow and heat distribution in the reactor, which could help optimize the carbonation of concrete aggregates. Additionally, the vorticity results around the concrete aggregates provide insight into the zone most likely to undergo carbonation, and the 'dead zone' where any CO2 gas would not interact with the concrete aggregate.

Keywords: CO_2 gas flow, Heat transfer, Multiphysics CFD, and carbonation reactor

Method of presentation: Oral presentation

I. INTRODUCTION

The need to mitigate climate change has intensified research programs in CO_2 capture and storage. In this perspective, the national research "Fastcarb" has been put in place which aims to recycle concrete waste through the capture of CO_2 gas by conceptualizing a carbonation reactor as it emerges as a promising tool for efficiently capturing CO_2 from diverse sources, including cement factories and other industries (Schmitt et al., 2022). Precisely the goal is to use the RCAs (Recycled Concrete Aggregate) to capture the industrial CO_2 gas. In the previous contribution (Jeong et al., 2022) , the CO_2 sequestration capacity of recycled concrete aggregate was investigated by both 3D numerical simulations and experiments. The numerical simulation of carbonation using reactive transport modeling was utilized in CO_2 storage assessments through a spherical geometry in Figure 1A .

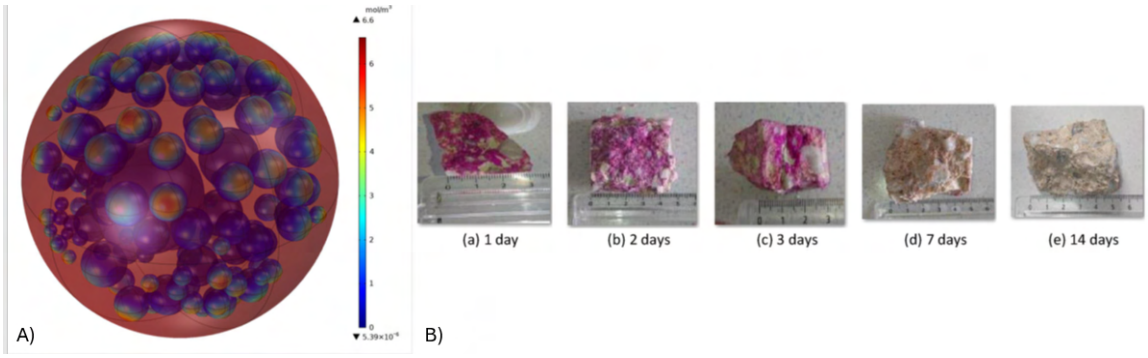


Figure 1 : Illustration of CO_2 diffusion in the two-phase numerical model (A) and presentation of CO_2 carbonation stages for the concrete aggregates from 1 day to 14 days after carbonation in an incubator.

We have computed the mass of CO_2 gas reacted with cement components as a function of time obtained on the samples shown in Figure 1B. This modelling also provides the CO_2 gas concentration ready to be used for the carbonation reactions in the pores. We also concluded that the numerical modelling well agrees with the experiments. However, the carbonation method in an incubator is designed for laboratory-scale experiment, not for an industrial-scale carbonation reactor tested during the project Fastcarb, which utilizes an open and continuous reactor system. The laboratory-scale experiment uses an incubator filled with CO_2. This involves a closed system with no CO_2 gas flow around the sample, and therefore, the boundary condition remains constant regardless of the shape, size, or duration of carbonation. This method does not meet the requirements for industrial-scale carbonation. The current study aims to comprehend the experimental condition of CO_2 gas flow for the carbonation of concrete aggregates through numerical simulation, and we focus on the continuous system of a reactor that we established in our laboratory to mimic the industrial gas condition which is proposed for the "Fastcarb" national project. Indeed, gas, aggregates, and their features need to be taken into consideration, dealing with the hot gas ($20\ °C \leq T \leq 100\ °C$) and gas type. And concerning the aggregates consideration should include geometry, water content, and the quantity of cement paste. Therefore, understanding carbonation kinetics in a reactor is not as easy as it appears because it involves multi-physical phenomena. That is why it is important to study the flow behavior and heat transfer inside the reactor and diffusion-reaction process in the concrete aggregates. This paper aims at examining the flow pattern, the velocity distribution and lastly the temperature distribution within the reactor and then concrete aggregates.

In general, there are two types of reactors, one of which operates on an industrial scale and the other is designed for laboratory-scale experiments as shown in Figure 2 . In the "Fastcarb" project, two reactors were also proposed at an industrial scale (Torrenti et al., 2022) but unfortunately, no proper theoretical or experimental investigation was carried out to justify their configuration. In alignment with recent advancements in gas flow optimization, the authors (Mehdipour et al., 2020), extensively explored three different gas flow configurations in a reactor for the carbonation of a concrete block, showing how the configuration of the gas flow impacted the CO_2 uptake. In

another study, Minhua et al. (2019) and Wen & Ding (2006) conducted comprehensive Computational Fluid Dynamics (CFD) studies, emphasizing an in-depth analysis of flow behavior, heat transfer, and reaction-diffusion processes. Their research enhances understanding of fluid dynamics within a fixed-bed reactor through detailed computational modeling. Consequently, it revealed the disadvantage of having a fixed bed which resulted in heterogeneous results.



Figure 2 : (A) laboratory-scale reactor (Lombardi et al., 2016) ; (B) industrial scale reactor (Schnabel et al., 2021) (C) Carbonation reactor in our laboratory at ESTP.

II. PRESENTATION OF OUR LABORATORY-SCALE CARBONATION REACTOR.

The reactor as shown in Figure 2C was set up to conduct carbonation tests with a 15 % CO_2 flux as part of the Fastcarb project. Following inconclusive results with very poor rate of fixed CO_2 at a higher temperature between 40 °C ≤ T ≤ 60°C following the blue cross and red circles as shown in Figure 3A, we decided to assess the reliability of our reactor, specifically the gas heating system through an experimental approach. The experiment consisted of measuring the temperature at the top and the bottom of our reactor and that of the concrete aggregate. The placement of the heating element inside the reactor resulted in the temperature heterogeneity between the top and bottom of the reactor as well as that of the concrete aggregate as we can observe in Figure 3B.

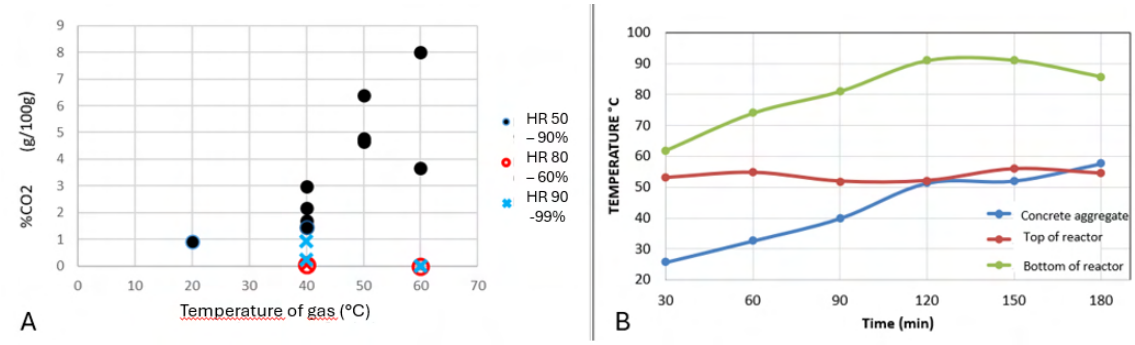


Figure 3 : A) Results of carbonation test at high temperature (40 °C ≤ T ≤ 60°C); B) Temperature difference between the top and bottom of reactor and that of concrete aggregate.

So, as our temperature probe was placed at the top of the reactor it would register only the temperature at the top, giving us the wrong indication for temperature reading thus falsifying all our results. To overcome this problem, we decided to the heating configuration of our reactor. Meanwhile, we investigate 3D CFD modeling to understand the flow of the CO_2+N_2 gas mixture inside the reactor and its path around the aggregates.

III. PRESENTATION OF MULTIPHYSICS CFD MODEL

In this section, we simulate 3D CFD model inspired by our new heating configuration, by combining fluid flow of two gases (CO_2 + N_2) and heat transfer as this paper aims to bridge existing gaps concerning the factors influencing CO_2 uptake such as reactor design (gas flow configuration) and operational conditions (fluid flow and heat transfer). Afterward, these case studies are going to be numerically tested at various number of spherical concrete aggregates.

A. Governing equations for fluid flow and heat transfer in fluid and solid

Our exploration into fluid dynamics is based on a foundation of incompressible Newtonian fluids that is the Navier-Stokes equations (Gunzburger, 1996). First formulated in 19th century by Claude-Louis Navier and George Gabriel Stokes, these equations enclosed the fundamental principles of underlying fluid flow.

Continuity equation for incompressible flow :

$$\nabla . V = 0 \qquad (Eq\ 1)$$

Momentum equations for incompressible Newtonian fluids :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + (V . \nabla)V = -\frac{1}{\rho}\nabla p + v\nabla^2 V + F \qquad (Eq\ 2)$$

Here, V is the velocity vector, ρ is the fluid density, p is the pressure, v is the kinematic viscosity, and F represents any external forces acting on the fluid. The flow is characterized in our case as an incompressible flow with the ratio of gas velocity to the speed of sound approximately equal to 0.00897 which fully satisfies the criteria of an incompressible flow with Mach number < 0.3 as shown in Table 1 .

Table 1 : Flow classifications in terms of Mach number.

Mach number	Flow regime	Density gradient
Ma ≤ 0.3	Incompressible	Negligeable
0.3 < Ma ≤ 0.8	Subsonic	Small
0.8 < Ma ≤ 1.2	Transonic	Significant
1.2 < Ma ≤ 3,0	Supersonic	Significant
Ma > 3.0	Hypersonic	Dominant

The continuity equation (Eq 1) reinforces the assumption of incompressible flow, satisfying the fact that the divergence of the velocity vector *V* must be zero. In practice, this assumption is valid when fluid density remains unchanged allowing us to focus on the essential dynamics of flow as in our case. As for the momentum equations (Eq 2), it is tailored for fluids that resist compression and describe the motion of the fluid element. On the left-hand side, we have the acceleration of fluid particles, while the right-hand side comprises the pressure gradient force, viscous effects, and any external forces (*F*) acting on the fluid. The term v reflects the kinematic viscosity of the fluid, a parameter intrinsic to its Newtonian behavior. The heat equation involving convection is given in the form below offering a comprehensive framework to analyze how thermal energy propagates through a fluid medium. The governing heat equation is expressed as:

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} + \rho C_p u \,.\, \nabla T + \nabla \,.\, q = Q \qquad (Eq\ 3)$$

Where, $\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t}$ signifies the rate of change of internal energy per unit volume with *Cp* representing the specific heat capacity of the fluid and $\frac{\partial T}{\partial t}$ denotes the rate of change of temperature to time. And the term $\rho C_p u \,.\, \nabla T$ in (Eq 3) accounts for the advective transport of internal energy. Where u is the velocity vector of the fluid and ∇T represents the temperature gradient.

$\nabla \,.\, q$ where $(q = -k\nabla T)$ reflects the divergence of the heat flux vector and in other words describe how heat is conducted within the fluid. Finally, Q in (Eq 3) represents the heat source and also external factors affecting the energy balance.

B. Multiphysics CFD modeling condition and numerical bed of spherical concrete aggregates and CO2 reactor.

In Figure 4, we have an overview of the 3D model with our cylindrical reactor (of ⌀ = 380 mm and height 380 mm) and a spherical concrete aggregate (of ⌀ = 20 mm) with the gas inlet and outlet. The hot gas mixture of (CO_2 + N_2) enters the reactor through the gas inlet (of ⌀ = 10 mm) and passes through the sphere until reaching the gas outlet (of ⌀ = 10 mm). The various simulation parameters are listed in Table 2.

Table 2 : Simulation parameters

	Gas		Reactor	Concrete aggregate	Air
	CO_2	N_2			
Temperature (K)	323	323	293,15	293,15	293,15
Velocity (m/s)	0.35	2.34	-	-	-
Thermal conductivity W/(m.K)	0.0162	0.0258	-	1.8	0.0257
Heat capacity	844.2	1039	-	880	1005

J/(kg.K)					
Density (kg/m3)	1.842	1.165	-	2300	1.225
Pressure	1 [atm]	1 [atm]	1 [atm]	-	1[atm]

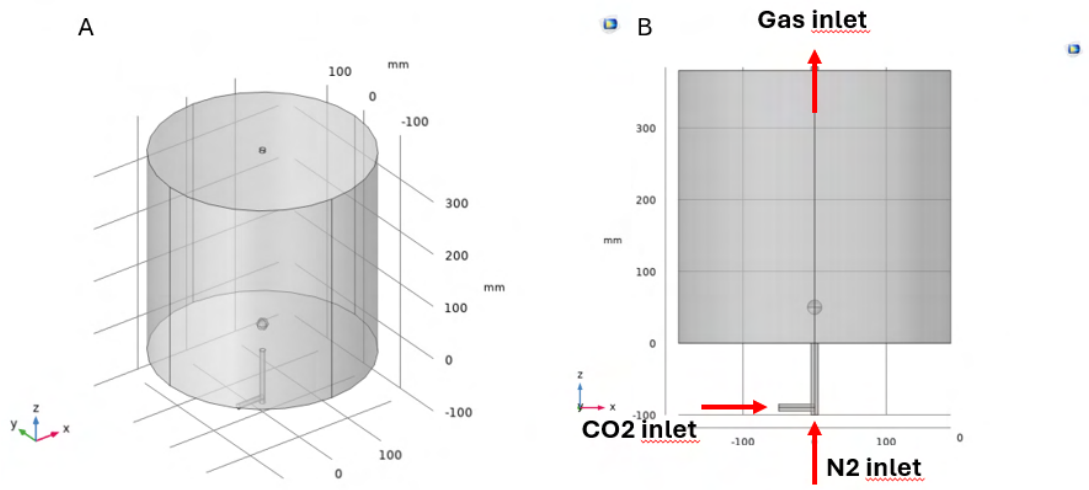


Figure 4 : (A) overview of 3D model (reactor + sphere) (B) Gas inlet and outlet.

The Multiphysics CFD simulation was performed in two steps: the first involves a bed of spherical concrete aggregates and the next one involves a two-bed configuration of spherical concrete aggregates. In the first case, the model was simulated at the scale of one spherical concrete aggregate. Afterward, the sphere is substituted with a real concrete aggregate. It aims to observe the influence of the geometry on the flow dynamics. Then, we proceeded with a layer of 9 spherical concrete aggregates and a bed composed of 81 spherical concrete aggregates. The arrangement and set-up of particles are shown in Figure 5.

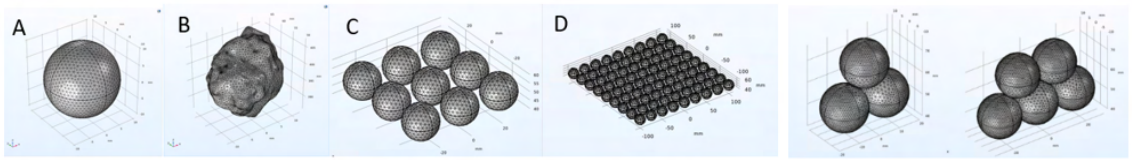


Figure 5 : A bed of spherical concrete aggregates (A,B,C, and D) and a two-layered configuration of spherical concrete aggregates (two right figures).

IV. RESULTS AND DISCUSSION

These simulations were conducted to understand the temperature distribution, and other key parameters in the reactor and around the concrete aggregate, for example, the vorticity, defined as a measure of the rotation of fluid particles within a fluid flow which indicates the tendency of fluid elements to spin or rotate around an axis, providing insight into the fluid's behavior, such as the formation of vortexes and turbulence, giving us an indication of the zones most likely to be in contact with the gas. The observations can hold particular significance in the context of optimizing the gas configuration of carbonation reactors in an open system, aiming to enhance the efficiency of capturing the CO_2 gas.

A. Results for one spherical concrete aggregate

By analyzing the results of flow or more precisely by visualizing the velocity field, a symmetrical flow pattern is observed due to the symmetrical shape of the sphere. However, beyond the limit of 10 seconds, a significant turbulence can be visually discerned in Figure 6B, persisting until the end of the simulation at 1800 seconds.

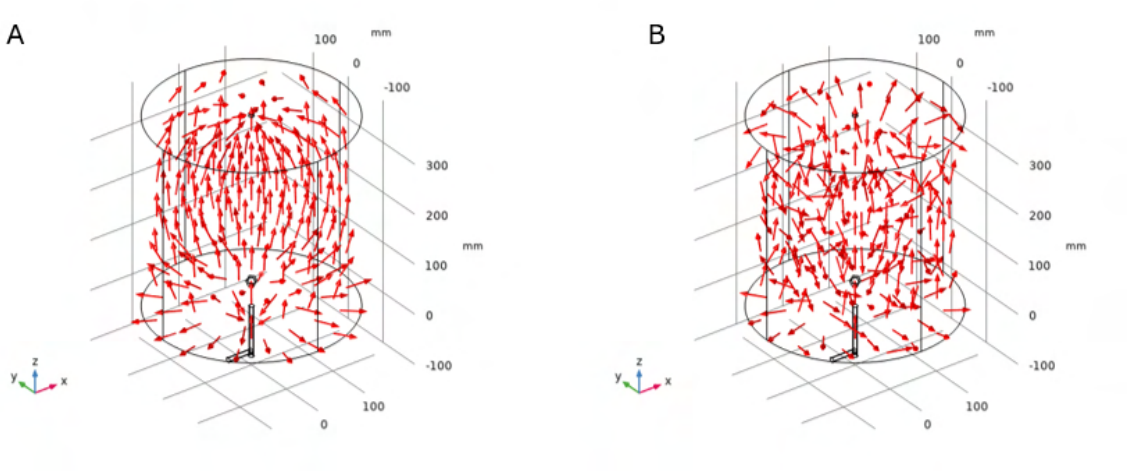


Figure 6 : Presentation of velocity field inside the reactor including one concrete aggregate ; A: velocity field at 10 s; B: velocity field at 1000 s.

Upon analyzing the flow pattern in terms of velocity distribution, a “dead zone”, defined as regions within a fluid flow where the velocity is significantly lower compared to the surrounding areas, where the flow may be stagnant or considerably slower, often leading to reduced mixing and potentially affecting the overall flow dynamics can identified at the back of our sphere as shown in Figure 7A, which corresponds to a zone of low pressure (4 – 5 Pa) and low velocity (0 – 0.5 m/s) as observed by (Minhua et al., 2019). These results remain unchanged even after 10 min of simulated time. Based on the results of vorticity, we can see clearly here how the dead zone can occupy around 50 % of the total surface area of the concrete aggregate. However, on the other hand, we can observe that the vorticity is spread on the sides of the concrete aggregate in Figure 7B. Essentially, this region is more favorable to carbonation as high vorticity regions ensures that the gas come into contact more frequently and in a more homogeneous manner with an increased

surface area for reaction, which we assumed can lead to an increase in carbonation rate. To confirm our deduction, we have already prepared spherical-shaped mortar samples on which experiments will be conducted in the next study.

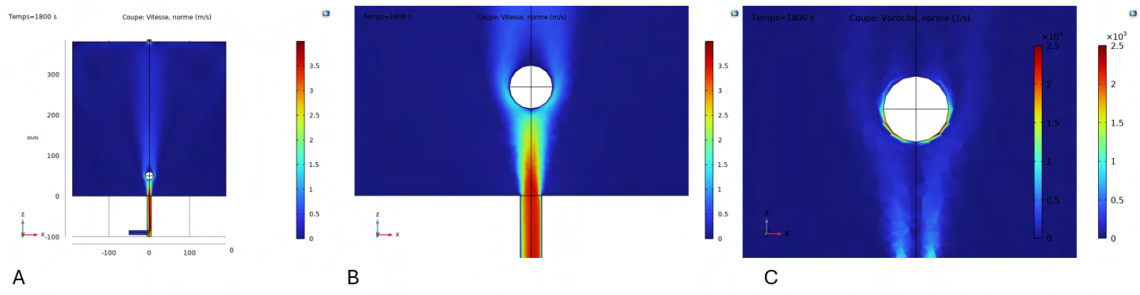


Figure 7 : A: Results of velocity (m/s) distribution in reactor and around the sphere at t = 10 min; B: Zoom on the spherical concrete aggregate showing the dead zone and the vorticity around the spherical concrete aggregate.

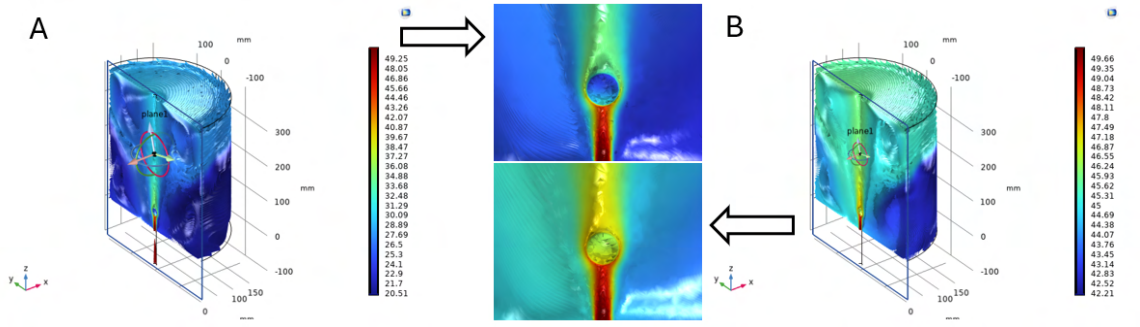


Figure 8 : A: Results of temperature (°C) distribution in the reactor and sphere at t = 1 min; B: Results of temperature (°C) distribution in the reactor and sphere at t = 10 min.

In Figure 8, we have the results of the heat distribution both within the reactor and the sphere at t = 1 min and 10 min respectively. It is noteworthy that within 10 minutes, thermal uniformity is achieved in both the reactor and the sphere. At the scale of one sphere, we can observe that there is not much difference in temperature between the sphere and the reactor by visualizing the zoomed image on the spherical concrete aggregate.

B. Results for one real concrete aggregate

For this simulation the sphere has been replaced by a real concrete aggregate in the model to see the impact of an irregular geometry on the fluid's dynamics. The numerical model of the concrete aggregate was obtained using Shining 3D Einscan-SP laser scan, which is available in our laboratory.

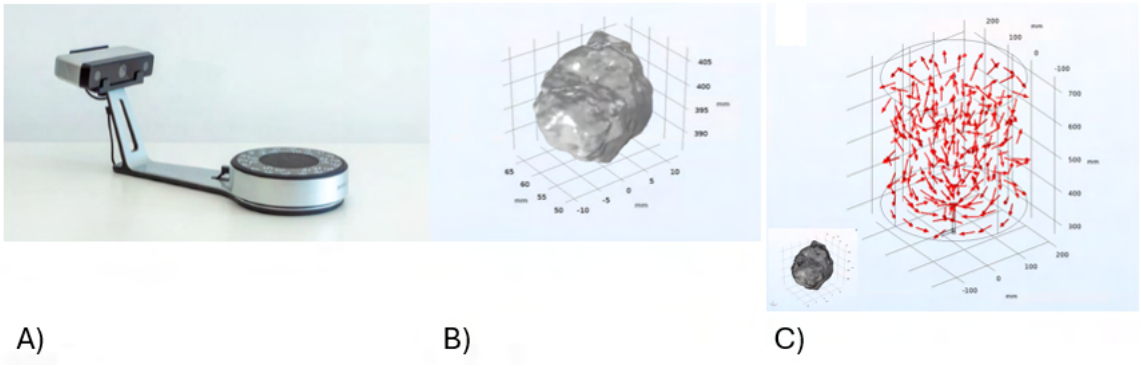


Figure 9 : A) Shining 3D Einscan-SP laser scan, B) real concrete aggregate : Surface 1347.1 mm² ; volume 3659.6 mm² C) velocity field at 10 s.

On analyzing the velocity field, it reveals the onset of turbulence in the flow during the first 10 seconds as we can observe in Figure 9C, in contrast to the spherical concrete aggregate where a relatively symmetrical pattern was observed in the first 10 seconds. The likely origin of this turbulence can be attributed to the irregular geometry of the real concrete aggregate. Over here an asymmetric flow pattern is observed, unlike in the case of a spherical concrete aggregate. Similarly, a dead zone can be identified at the back of the real concrete aggregate. We can observe in Figure 10B, that the dead zone extends to nearly 50 % of the total surface area of the real concrete aggregate. In contrast with the spherical concrete aggregate, we observed a higher and more widespread vorticity on the real concrete aggregate surface. Once again, we can witness the impact of the geometric effects, resulting in an increase in vortexes, in other words an increase in gas molecules interaction on the surface. This hypothesis still needs to be verified through experimentation. Regarding the temperature distribution, the model reaches 50 °C within the first 10 minutes, which is clearly faster than in the case of a spherical concrete aggregate. The explanation behind this is that the irregular geometry of the real concrete aggregate promotes a quicker heat distribution in the whole volume.

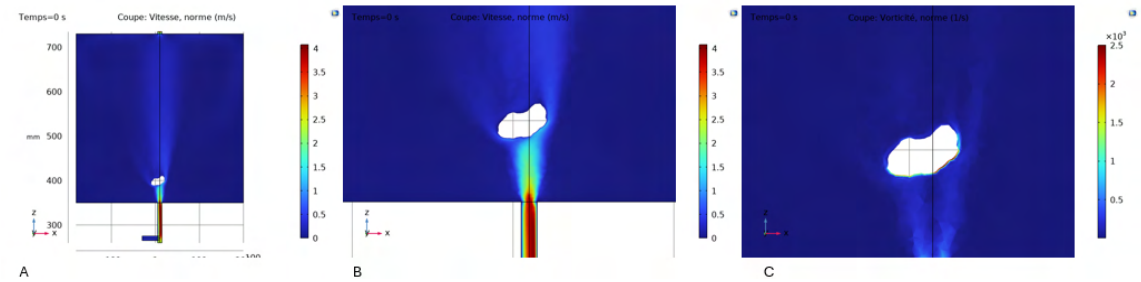


Figure 10 : A: Results of velocity distribution in reactor and around the real concrete aggregate at t = 1 min; B: Zoom on the real concrete aggregate showing the dead zone, and vorticity around the real concrete aggregate.

C. Results for a bed 9 and 81 spherical concrete aggregates

On the scale of a bed 9 and 81 spherical concrete aggregates, as expected, turbulence is observed within the first 10 seconds, and this pattern remains consistent until the end of the simulation as shown in Figure 11. The gas flow is not influenced since we have only one layer of particles with zero contact between them. According to Figure 12, we have the same scenario, which repeats as in the case of one spherical concrete aggregate. It is evident that the flow pattern is influenced only by the middle sphere in both cases. But for the neighboring sphere we can clearly observe that they do not even come in contact with the gas. Therefore, for a better understanding of the flow pattern we need to visualize the vorticity.

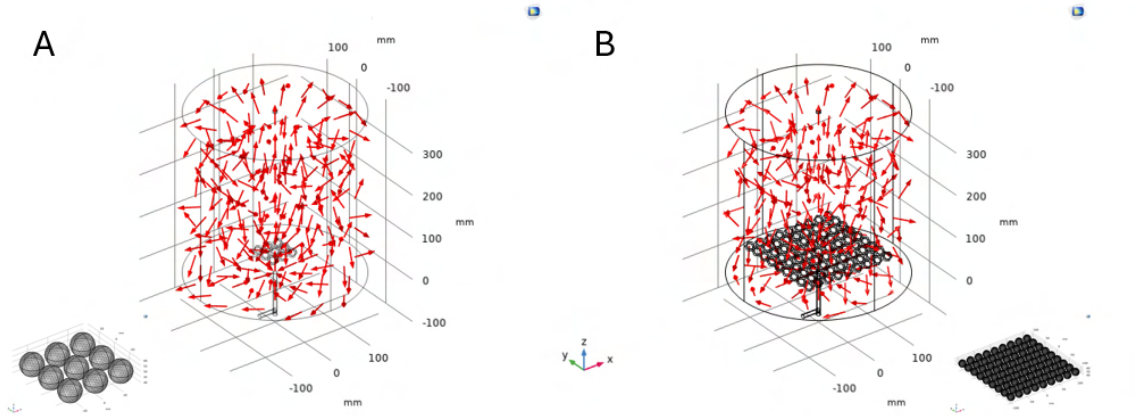


Figure 11 : A: velocity field at t = 10 s (9 spheres) B: velocity field at t = 10s (81 spheres)

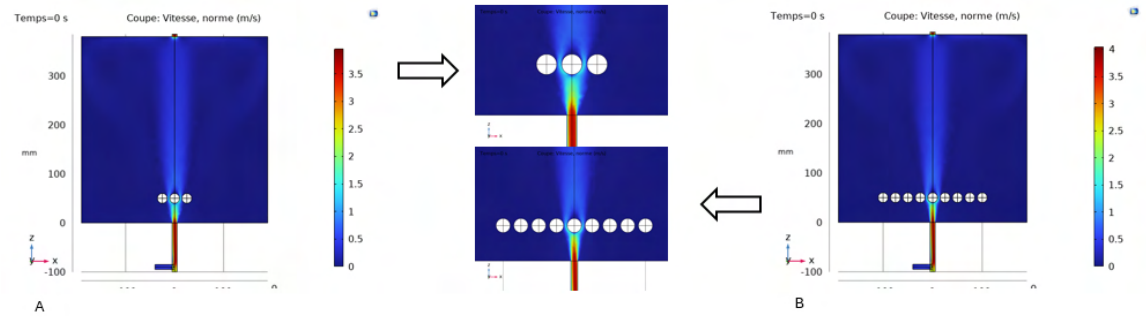


Figure 12 : A: Results of velocity distribution in reactor and around the spherical concrete aggregate for 9 spheres at t = 1 min with a zoom on the spheres on the right; B: Results of velocity distribution in reactor and around the spherical concrete aggregate for 81 spheres at t = 1 min

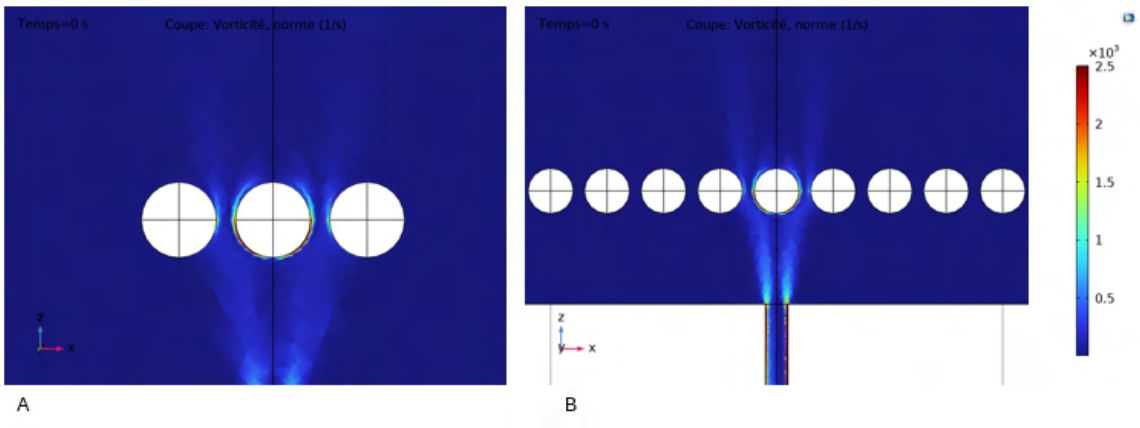


Figure 13 : A) vorticity (9 spheres), B) vorticity around the spherical concrete aggregates (81 spheres)

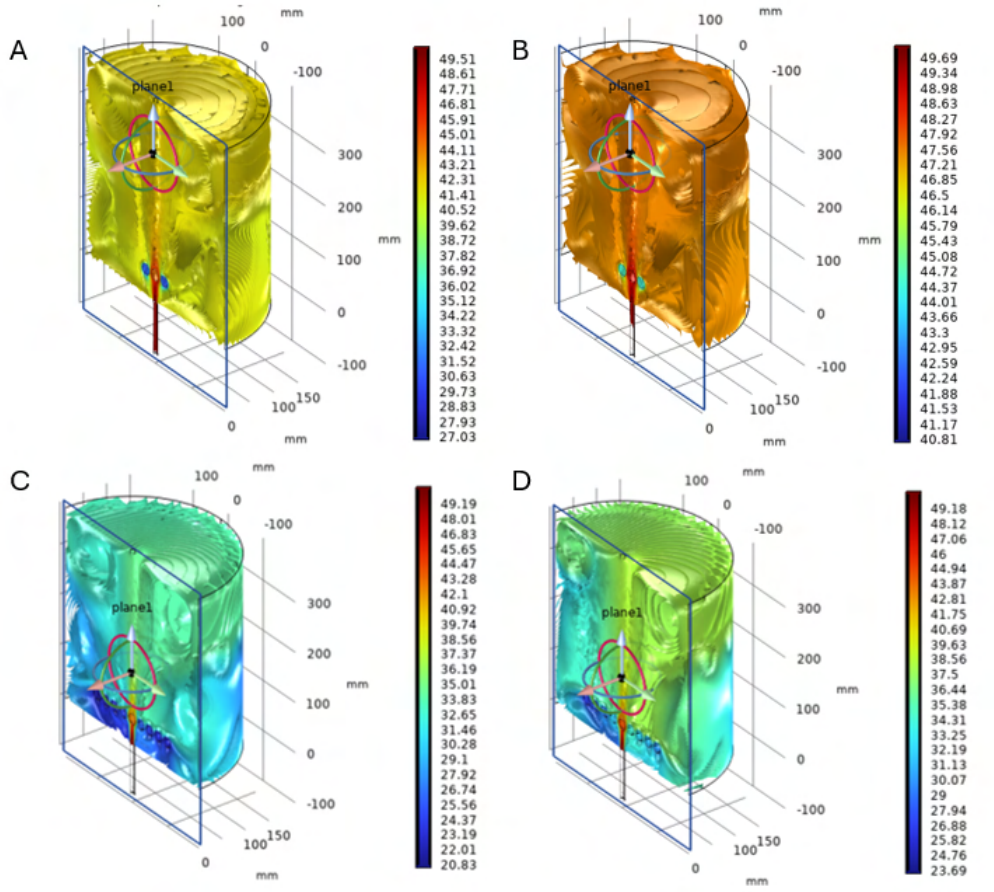


Figure 14 : A and B : Results of temperature (°C) distribution in the reactor and the spherical concrete aggregates in the case of 9 spheres at t = 10 min and t = 30 min respectively; C and D : Results of temperature (°C) distribution in the reactor and the spherical concrete aggregates in the case of 81 spheres at t = 10 min and t = 30 min respectively.

Upon visualizing the vorticity, we can observe that the area around the middle spherical concrete aggregate has potential for carbonation. However, more than 75 % of the total surface area of the surrounding spheres does not come into contact with the gas. We assume here that not all of the spheres would be completely carbonated. It is observed that much more time is taken to achieve thermal equilibrium in the whole system including the spherical concrete aggregates in both cases. The process of heat distribution is slower in the case of a bed of 81 spheres rather than that with a bed of 9 spheres. This is attributed to the fact that a part of the heat is absorbed by the spherical concrete aggregates, which means that the greater the number of spheres the longer it will take to reach thermal equilibrium in the system as shown in Figure 14.

D. Two-layered configuration of spherical concrete aggregates

In this section, we have configured them into a dual-layered arrangement with contact points in the view of exploring its influence on the gas flow dynamics as shown in Figure 15.

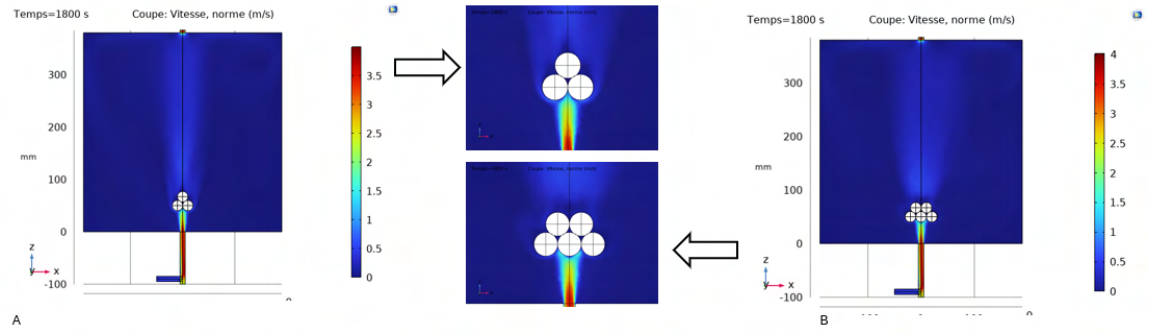


Figure 15 : A: Results of velocity distribution in reactor and around the spherical concrete aggregate for 3 spheres at t = 10 min with a zoom on the image beside B: Results of velocity distribution in reactor and around the spherical concrete aggregate for 5 spheres at t = 10 min with a zoom on the image beside.

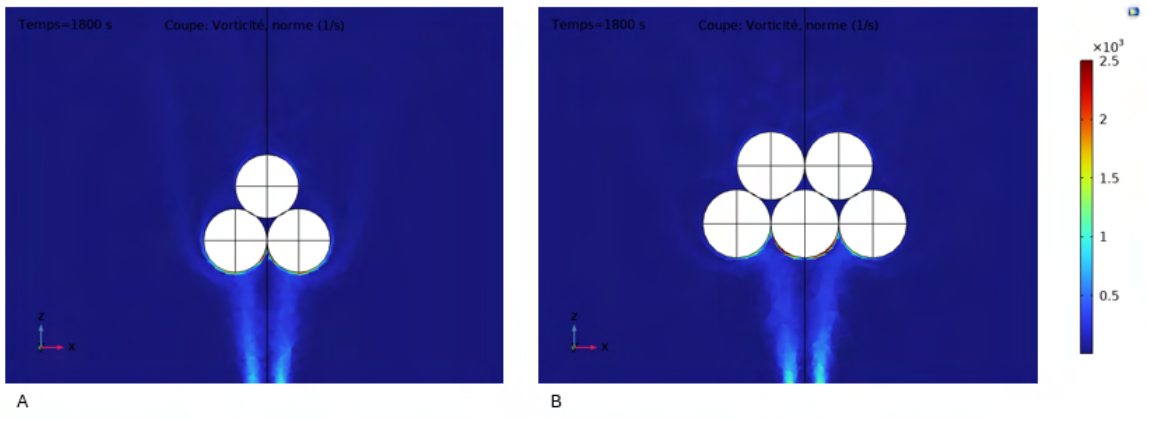


Figure 16 : Vorticity around the spherical concrete aggregates in 3 spheres and 5 spheres.

In Figure 15, the arrangement of the particles in a closed packed way significantly influences the flow pattern. As the gas flow through the spheres a turbulence is induced, creating fluctuations and non-uniformities in the flow pattern. The clustering and contact among the spheres hindered the passage of gas, resulting in the formation of dead zones at specific locations in both cases. So, visualizing the vorticity here is essential for a clearer depiction. In the first image in Figure 16, the vorticity is well distributed over the two first particles. However, for the spherical concrete aggregate above, approximately the entire surface is not in contact with the gas. The same scenario happens in the case with 5 spheres. Here also the two spherical concrete aggregates on top are deprived of any interaction with the gas. To summarize we have about over 75 % of the total surface area of certain spheres that are not even in contact with the gas. Thermal equilibrium was achieved in both scenarios by the end of the simulation. Unlike the simulation involving a bed of 81 spheres, where there was a notable temperature variance among the spherical concrete aggregates, in this case, the temperature difference among the spherical concrete aggregates is minimal. This can be attributed to the contact between the spherical concrete aggregates, thus facilitating heat propagation.

V. CONCLUSION

In conclusion, the simulations of the fluid flow and heat transfer in the reactor has provided valuable insights into its operational behavior and thermal characteristics. Several critical observations have been made regarding gas flow dynamics, temperature distribution and their potential implications for carbonation processes. We had a heterogeneity in the gas distribution around the concrete aggregate in the reactor as observed in the different scenarios that have been simulated. We had the emergence of unfavorable zones for carbonation called the dead zones usually behind the spherical concrete aggregates. The vorticity (presence of vortexes) may serve as an indicator of the carbonation zones; however, validation of this hypothesis is still pending through experimental testing. Regarding heat transfer, we were able to observe how the geometry influenced the distribution of heat in the reactor and among the spheres. We noticed a significant heterogeneity in the reactor across multiple particle simulations. This variability in particle number and arrangement can have profound effects on the fluids dynamics and heat transfer mechanisms, thus resulting in the overall reactor performance. These simulations not only contribute to our understanding of the reactor performance but also offer avenues for further exploration and optimization in industrial applications.

VI. Perspective

This paper investigates the fluid flow dynamics and heat transfer phenomena within the reactor system and around the concrete aggregate. The subsequent phase involves integrating the diffusion-reaction process, specifically carbonation, into the numerical solution framework. This incorporation entails accounting for parameters like specific surface area, porosity, and chemical reactions (implementing a chemical module) within the computational model. This step is crucial for facilitating a comparative analysis with experimental findings.

REFERENCES

Gunzburger, M. D. (1996). Navier-Stokes equations for incompressible flows: Finite-element methods. *Handbook of Computational Fluid Mechanics*, 99–157. https://doi.org/10.1016/B978-012553010-1/50004-9

Jeong, J., Ramézani, H., Papadakis, V. G., Colin, J., & Izoret, L. (2022). On CO_2 sequestration in concrete aggregate via carbonation: simulation and experimental verification. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, *26*(12), 6076–6095. https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1928555

Lombardi, L., Carnevale, E. A., & Pecorini, I. (2016). Experimental evaluation of two different types of reactors for CO_2 removal from gaseous stream by bottom ash accelerated carbonation. *Waste Management*, *58*, 287–298. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2016.09.038

Minhua, Z., He, D., & Zhongfeng, G. (2019). A particle-resolved CFD model coupling reaction-diffusion inside fixed-bed reactor. *Advanced Powder Technology*, *30*(6), 1226–1238. https://doi.org/10.1016/j.apt.2019.03.019

Schmitt, L., Jeong, J., Potier, J. M., Izoret, L., Mai-Nh, J., Decousser, N., & Pernin, T. (2022). CARBON DIOXIDE BINDING ABILITY IN CONCRETES: METHODOLOGY AND MODELING. *Acta Polytechnica CTU Proceedings*, *33*, 546–551. https://doi.org/10.14311/APP.2022.33.0546

Schnabel, K., Brück, F., Mansfeldt, T., & Weigand, H. (2021). Full-scale accelerated carbonation of waste incinerator bottom ash under continuous-feed conditions. *Waste Management*, *125*, 40–48. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2021.02.027

Torrenti, J. M., Amiri, O., Barnes-Davin, L., Bougrain, F., Braymand, S., Cazacliu, B., Colin, J., Cudeville, A., Dangla, P., Djerbi, A., Doutreleau, M., Feraille, A., Gueguen, M., Guillot, X., Hou, Y., Izoret, L., Jacob, Y. P., Jeong, J., Hiu Hoong, J. D. L., … Turcry, P. (2022). The FastCarb project: Taking advantage of the accelerated carbonation of recycled concrete aggregates. *Case Studies in Construction Materials*, *17*. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01349

Wen, D., & Ding, Y. (2006). Heat transfer of gas flow through a packed bed. *Chemical Engineering Science*, *61*(11), 3532–3542. https://doi.org/10.1016/j.ces.2005.12.027

Modelling chemo-mechanical degradation due to external sulphate attack in cementitious materials

Syed Yasir ALAM[1], Safae BERREBAH[2], Anthony SOIVE[3], Ahmed LOUKILI[1]

[1] *Nantes Université, Ecole Centrale de Nantes, CNRS, GeM UMR 6183, F-44000 Nantes, France*

[2] *INSA Rennes, LGCGM Structural Engineering Research Group, Rennes, France*

[3] *Cerema Méditerranée, Aix-en-Provence, France*

RESUME In this paper, a new modelling approach is presented for chemo-mechanical degradation in cementitious materials under external sulphate attack. The model takes into account the interaction between sulphate ions and C-S-H phase, firstly by considering the precipitation/dissolution mechanism, the diffusion mechanism, and the adsorption/desorption mechanisms at the level of nanopores of C-S-H phase. Secondly, the expansion is assumed to have caused by the crystallisation pressure of ettringite precipitation in the interstitial gel porosity of C-S-H gel structure based on chemical equilibrium of sulphate ions in the solution. It is modelled by a poromechanical model by taking into account the gel pore the size distribution and the expansion of gel pores. This fully coupled chemo-mechanical model presents a good estimation of sulphate ions transport and the evolution of macroscopic mechanical expansion as observed in the experimental study.

Mots-clefs external sulphate attack ; chemo-mechanics ; micromechanics ; C-S-H ; crystallisation pressure

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Underground and offshore structures can be in contact with water, which contains sulphates affecting the durability of cementitious materials used in these structures. Sulphate propagates into the material and modifies transport and mechanical properties, which is known as External Sulphate Attacks (ESA). Indeed, even after the complete hydration of cement paste, the interstitial solution of mortar or concrete is actually in a metastable thermodynamic equilibrium with various solid phases. The ingress of external sulphate changes the chemical composition of the interstitial solution and disturbs the local thermodynamic equilibrium and the pH, which leads to dissolution and precipitation. Depending upon chemical interaction of a sulphate rich water with the cement paste, the pH of the interstitial solution falls due to penetration of aggressive solutions containing sulphates, leading to calcium leaching including dissolution of the CH and decalcification of the C-S-H. The calcium and sulphate ions can react with mono-sulphate to form ettringite that is so expansive and will lead to formation of cracks affecting the durability of material.

The modelling of expansion due to ESA can be assumed as a chemo mechanical coupled problem. Tixier and Mobasher 2003 assumed the volumetric expansion as an eigenstrain. Basista and

Weglewski 2008 used a micromechanical approach to determine the eigenstrain developed by ettringite formation in cement paste. Bary 2008 and Bary et al. 2014 assumed the expansion is caused by the crystallization pressure, generated by growing of small AFm crystals embedded in C–S–H matrix and by the precipitation of ettringite in small pores (Schmidt et al. 2009 and Yu et al. 2013). More recently, Gu et al. proposes an advanced model of the expansion of cementitious materials based on interface-controlled crystal growth mechanisms (Gu et al., 2022). However, in all these models, the influence of sulphates adsorbed on C-S-H is not considered. The purpose of this research is to quantify this role.

In this paper, an improved chemo-mechanical coupled model is presented which considers several mechanisms in the first's steps of the deformation of the material. The ingress of sulphate is modelled by physically and chemically coupled model taking into account multi-ionic diffusion, precipitation/dissolution kinetics and surface complexation (Soive et al. 2017). A new model is proposed for ettringite precipitation in the interstitial gel porosity of C-S-H gel structure based on chemical equilibrium of sulphate ions in the solution. Further, the expansion is assumed to occur by expansion of gel pores without cracks as the mechanical behaviour is considered as elastic during the first's days of exposure. The mechanical model used is the C-S-H level poromechanical model (Rhardane et al. 2021) founded on the mechanism of crystallization pressure, which is believed to be the driving force responsible for expansion of cementitious materials.

II. C-S-H pore model

The interaction between the sulphate ions and C-S-H lead to many mechanisms: dissolution/precipitations mechanisms, adsorption/desorption of sulphates ions on C-S-H surface that depend on the equilibrium between pore solution and surface of C-S-H but also the concentration of sulphate ions incoming to pore of C-S-H by diffusion mechanism like it is shown in the Figure 1:

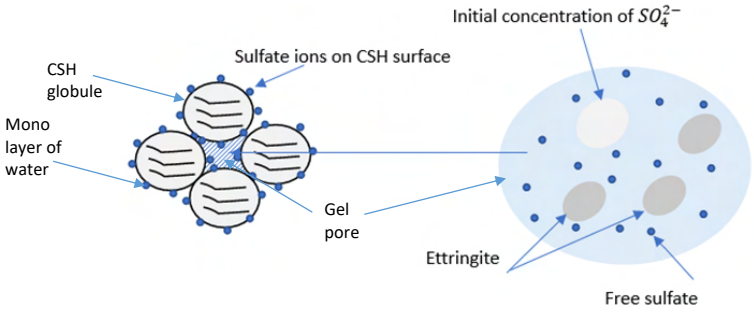


FIGURE 1. Illustration of different mechanisms in the level of C-S-H gel

In this study, the concentration of free ions in the gel pore is defined from the different concentration produced or consumed by different mechanisms in the C-S-H level. The concentration of sulphate ions given by the dissolution of monosulphate ($C_{disso,CSH}$) and ions desorbed from the C-S-H surface ΔC in addition to the sulphate ions given by diffusion ($C_{Diff,CSH}$) will precipitate as ettringite in the gel pore. The summation of these concentrations in every time step gives the concentration of free sulphate ion $C_{free,CSH}(t_{i+1})$ as follows:

$$\boldsymbol{C_{free,CSH}(t_{i+1}) = C_{in,CSH}(t_i) + C_{Diff,CSH}(t_{i+1}) - \Delta C(t_{i+1}) + C_{disso,CSH}(t_{i+1})} \quad (1)$$

II.A. Adsorption/Desorption mechanisms

The concentration of sulphate ions adsorbed or desorbed by C-S-H at time t for different depth can be determined by the reactive transport model (Soive et al. 2017). The variation can then be calculated as follows:

$$\Delta C(t_{i+1}) = C_{ads,CSH}(t_{i+1}) - C_{ads,CSH}(t_i) \quad (2)$$

If:

$\Delta C(t_{i+1}) > 0$: donate the concentration of sulphate ions adsorbed in $(t_{i+1} - t_i)$

$\Delta C(t_{i+1}) < 0$: donate the concentration of sulphate ions desorbed in $(t_{i+1} - t_i)$

II.B. Precipitation mechanism

To calculate the concentration of sulphate ions precipitated as ettringite $C_{preci,CSH}(t_{i+1})$, kinetic law given by Soive et al. 2017 can be used with $C_{free,CSH}(t_{i+1})$ as input.

We will define also $C_{in,CSH}(t_i)$ as molar concentration of sulphate ions at the previous instant t_i that will be initialized in every step of calculation.

$$C_{in,CSH}(t_{i+1}) = C_{free,CSH}(t_{i+1}) - C_{preci,CSH}(t_{i+1}) \quad (3)$$

The kinetic law is defined as the kinetic rate of ettringite formation as follows:

$$r_n = f(C_1, C_2, \dots, C_{N_c}) = \pm k_n A_{ms,n} \left|1 - \Omega_n^{\theta}\right|^{\eta} \quad n = 1, \dots, N_q \quad (4)$$

where:

k_n is the rate constant (moles per unit mineral surface area and unit time)

$A_{ms,n}$ is the specific reactive surface area per kg H_2O

$$A_{ms,n} = \left(V_{frac}\, A_m\right) / C_w \quad (5)$$

V_{frac} is the mineral volume fraction in units of m^3 mineral/m^3 medium, A_m is the surface area of minerals in units of m^2 mineral/m^3 mineral and C_w is the wetted-surface conversion factor in units of kg water/m^3 medium.

Ω_n^{θ} is the saturation index given the following formula:

To define the concentration of ettringite precipitated as function of time and chemical activities of ions, the above equations become:

$$\frac{dC_{ett}}{dt} = K_{ett} A_{ms,ett} |1 - \Omega_{ett}| \quad (6)$$

$$C_{ett,CSH}(t_{i+1}) = C_{ett,CSH}(t_i) + K_{ett} A_{ms,ett} \Delta t |1 - \Omega_{ett}| \quad (7)$$

with :

$$\Omega_{ett} = \frac{Q_{ett}}{K_{eq,ett}} \quad (8)$$

$$Q_{ett} = (\gamma_{Ca^{2+}} C_{Ca^{2+}})^6 \times \left(\gamma_{SO_4^{2-}} C_{free,CSH}\right)^3 \times (\gamma_{Al^{3+}} C_{Al^{3+}})^2 \times (\gamma_{OH^-} C_{OH^-})^{12} \quad (9)$$

where C_{ett} and Ω_{ett} designate the concentration and the saturation index (or formation index) of ettringite, respectively, and K_{ett} [mol. m^{-2} s^{-1}] is a kinetics coefficient.

$K_{eq,ett}$ is the equilibrium constant of ettringite ($\log(K_{eq,ett}) = -45.09$ (from Lothenbach and Winnefeld 2006)

II.C. Dissolution of monosulphate

According to Bary et al. 2014, the main reaction in ESA is:

$$3CaOAl_2O_3CaSO_412H_2O + 2Ca^{2+} + 2SO_4^{2-} + 20H_2O \Longleftrightarrow 3CaOAl_2O_33CaSO_432H_2O \quad (10)$$

The equation shows that the precipitation of ettringite (Aft) is the result of the dissolution of monosulphate (AFm) in the presence of sulphate ions. Thus, the reaction of dissolution of AFm can be written as follows:

$$3CaOAl_2O_3CaSO_412H_2O(s) \Longleftrightarrow 4Ca^{2+} + 2Al(OH)_4^- + SO_4^{2-} + 4OH^- + 6H_2O \quad (11)$$

In order to calculate the concentration of ettringite in the pore gel, the concentration of different ions in the pore gel: SO_4^{2-}, Ca^{2+}, $Al(OH)_4^-$ and OH^- (which are the results of dissolution of monosulphate, as shown in the last equation) should be known. However, the concentration of AFm phase is not known, since its distribution in the mortar specimen is not homogeneous. Yu et al. 2013 precised that most of these AFm phases are finely intermixed with the C–S–H phase even if we do not know precisely how it is distributed. In order to calculate the amount of AFm embedded in C-S-H gel, we define a coefficient α_{AFm} as follows:

$$C_{AFm,CSH} = \alpha_{AFm} \times C_{AFm,spec} \quad (12)$$

$C_{AFm,CSH}$: Molar concentration of AFm phase in C-S-H gel

$C_{AFm,spec}$: Molar concentration of AFm phase in specimen

The concentration of AFm in the specimen at different time output can be obtained from the reactive transport model. In order to calculate the concentration of AFm phase embedded in the C-S-H gel, calculations are performed for different values of α_{AFm}, with an initial value of 0.6. Further, the dissolution of AFm phase ($3CaOAl_20_3CaSO_412H_2O$) gives the concentration of different ions $SO_4{}^{2-}$, Ca^{2+}, Al^{3+} and OH^- as follows:

$C_{Ca^{2+}} = 4 \times C_{AFm,CSH}$

$C_{SO_4^{2-}} = C_{AFm,CSH}$

$C_{Al^{3+}} = 2 \times C_{AFm,CSH}$

$C_{OH^-} = 4 \times C_{AFm,CSH}$

II.D. Diffusion of sulphate ions

In most experimental studies, the specimen is immersed in a solution containing sulphate ions to simulate the effect of ingress of sulphate ions into the specimen and the mean mechanism of this phenomena can be attributed as the diffusion of sulphate ions in the material. A major part of sulphate ions diffused in the material react during different mechanisms: dissolution/precipitation, complexation on surface… and minor part will be free in the interstitial solution. In this study, since we are focusing our research at the C-S-H level, by using reactive transport model, we can determine the concentration $C_{Diff,CSH}(t_{i+1})$ in the pore gel at every time output that will not react so will be free in the interstitial solution. However, this quantity is negligible.

III. Micromechanical Model

This section presents the formulation of the micromechanical model for external sulphate attack phenomena in cementitious materials. In fact, the leaching of portlandite and ettringite

crystallization pressure cause an increase of porosity, expansion, cracking and consequently a loss of mechanical property and an increase in permeability. This model also takes into account the pore size distribution, the saturation of ettringite as function of pore radius, the saturation as function of time and chemical kinetics, the crystallization pressure, and the deformation as a function of time.

III.A. Pore size distribution

The normalized cumulated pore volume based on the Brunauer-Skalny-Bodor (BSB) adsorption model that depend on the relative humidity can be determined by Gong et al. 2014.

$$V_N(r_0) = \frac{(1-k)}{\left[1 - k.\exp\left(-\frac{2\,\gamma_{LC}\,cos\theta}{r_0 - \delta}\,\frac{v_L}{RT}\right)\right]} \times \frac{[1+(c-1)k]\exp\left(-\frac{2\,\gamma_{LC}\,cos\theta}{r_0 - \delta}\,\frac{v_L}{RT}\right)}{\left[1 - (c-1)k.\exp\left(-\frac{2\,\gamma_{LC}\,cos\theta}{r_0 - \delta}\,\frac{v_L}{RT}\right)\right]} \tag{13}$$

where:

$$k = \frac{\left(1 - \frac{1}{n}\right)C - 1}{C - 1}$$

$$n = \left(2.5 + \frac{15}{t}\right)\left(0.33 + 2.2\frac{w}{c}\right) \times 1.5$$

$$C = \exp\left(\frac{855}{T}\right)$$

k, C are coefficients of the BSB model, and they depend on the age of concrete, the temperature and the water/cement ratio

γ_{LC} is the liquid–crystal interface energy

δ is the thickness of the liquid-like-layer

θ is the liquid water angle

v_L is the molar volume

$\frac{w}{c}$ is the water cement ratio

t is the time

The normalized cumulated pore volume depends on the radius and the temperature but in this case the temperature is considered constant.

For all pore radius higher than r_0 we have:

$$V_N(r \geq r_0) = 1 - V_N(r_0) \tag{14}$$

Then, the pore size distribution can be defined as:

$$\varphi(r_0) = \frac{d\,V_N(r \geq r_0)}{dr} \tag{15}$$

$$V_N(r) = \frac{d\,W_N(r)}{dr} = \frac{(1-k)[1+(C-1)k]exp\left(-\frac{2\,\gamma_{LC}\,cos\theta}{(r-\delta)RT}v_l\right).\left[1+(C-1)k^2\,exp\left(-\frac{4\,\gamma_{LC}\,cos\theta}{(r-\delta)RT}v_l\right)\right]}{\left\{\left(1 - k\,exp\left(-\frac{2\,\gamma_{LC}\,cos\theta}{(r-\delta)RT}v_l\right)\left[1+(C-1)k\,exp\left(-\frac{2\,\gamma_{LC}\,cos\theta}{(r-\delta)RT}v_{\square\square}\right)\right]\right)\right\}^2}.\frac{2\gamma cos\theta}{(r-\delta)^2RT}v_l \tag{16}$$

For cement paste, the amount of mesopores and macropores can be neglected.

III.B. Saturation of liquid as function of pore radius

Assuming the curvature radius of the crystal is $\boldsymbol{r_c}$, then the volume fraction occupied by pores having a pore entry radius higher than $\boldsymbol{r_c}$ can be given as:

$$V_N(r_c) = \int_{r_c}^{r_{max}} \varphi(r)dr \tag{17}$$

The saturation of the liquid is defined as:

$$S_L(r_c) = \frac{V_L}{V_{ett} + V_L} = 1 - S_{ett}(r_c) = 1 - V_N(r_c) \tag{18}$$

The local equilibrium at the interface of crystal obeys the Laplace-Young equation. Rhardane et al. 2021 gives relation between the crystallization pressure and the radius of pore in the case of freeze thaw behaviour of cementitious materials, which can be reformulated for ettringite crystallisation as follows:

$$P_c - P_l = \frac{RT}{\bar{V}_{crys}} \ln\left(\frac{Q_{reac}}{K_{reac}}\right) = \frac{\gamma_{LC}}{r_H} \tag{19}$$

$$r_H = \lambda(r - \delta) \tag{20}$$

where:

r_H is the hydraulic radius of the interface

$\bar{V}_{crys}$ is the molar volume of crystal (ettringite in our case)

λ is the shape factor (equal to 0.5 for hemispherical ice front, and 1 for a spherical one.

From the equation 19 we can say that there is an inverse relationship between the crystallization pressure and the radius of pore, that proved the theory of ettringite precipitation in the small pores (<100nm) at the level of C-SH and which is the real cause of expansion.

III.C. The saturation and pressure as function of time:

Based on the work of Rhardane et al. 2021, a new system of equation can be developed to describe the formation of ettringite depending upon the pore saturation, crystallisation pressure and pore wall deformation. The relation of pore saturation becomes:

$$S^{n+1} = \frac{V_L^{n+1} + V_{ett}^{n+1}}{V_p^{n+1}} = \frac{V_m^{n+1}}{V_p^{n+1}} = \frac{V_m^n + \delta V_m^{n+1}}{V_p^n + \delta V_p^{n+1}} \tag{21}$$

where:

$$V_m = V_L + V_{ett} \tag{22}$$

δV_m^{n+1} corresponds to the change in volume occupied by solid-liquid mixture of water and ettringite and δV_P^{n+1} represents change pore volume between instants t^n and t^{n+1}. The question now is to determine δV_m^{n+1} that quantify the variation of volume of ettringite between t^n and t^{n+1}. Considering ettringite precipitation as the main source of volume change, we can write the following equation:

$$\delta V_m^{n+1} = V_m^n \times \frac{\Delta V_{ett}^{n+1}}{V_L^0 + V_{ett}^n} = V_m^n \times (S_{ett}^{n+1} - S_{ett}^n) \tag{23}$$

The change in the volume of the pore can be calculated from the strain tensor.

So, we obtain the following incremental expression of the virtual degree of saturation at t^{n+1} as a function of volume expansion caused by ettringite formation, the change in pore volume at t^n:

$$S^{n+1} = S^n[1 + (S_{ett}^{n+1} - S_{ett}^n)] \times \left[1 + \frac{tr(\epsilon_p^{n+1} - \epsilon_p^n)}{1 + tr(\epsilon_p^n)}\right]^{-1} \quad (24)$$

If $S^{n+1} > 1$, the expansive (negative) pressure p_P^{n+1} acting on the pore walls becomes:

$$\sigma_p^{n+1} = -p_P^{n+1} I \quad (25)$$

and the corresponding strain at t^{n+1} can be calculated as:

$$\epsilon_p^{n+1} = -\left[\frac{1+v}{E} P_p^{n+1} I - \frac{v}{E} tr(P_p^{n+1} I) I\right] \quad (26)$$

Therefore, the incremental expression of the pressure induced by ettringite precipitation in the pore can be given as:

$$P_p^{n+1} = P_p^n \times (S_{ett}^{n+1} - S_{ett}^n) - (S_{ett}^{n+1} - S_{ett}^n) \times K_{hom}^{n+1} \quad (27)$$

where:

K_{hom} is the equivalent bulk modulus which depends on the properties of the water and ettringite phases.

$$K_{hom}^{n+1} = (S_L K_L^{-1} + S_{ett} K_{ett}^{-1})^{-1} \quad (28)$$

III.D. The variation of ettringite saturation in time:

From the kinetic law defined previously for the kinetic rate of ettringite formation, we can write in terms of saturation:

$$\frac{dS_n}{dt} = \pm k_n A_{mn,s} M_n \beta_n |1 - \Omega_n| \quad (29)$$

$$\frac{S_{ett}^{n+1} - S_{ett}^n}{t^{n+1} - t^n} = \pm k_{ett} A_{ett,s} M_{ett} \beta_{ett} |1 - \Omega_{ett}| \quad (30)$$

β_{ett} is the ratio between mass of water and the mass of ettringite = 0.01435

Thus, the final system to solve is the following:

$$S^{n+1} = S^n\left[1 + k_{ett} A_{ett,s} M_{ett} \beta_{ett} (1 - \Omega_{ett}) \Delta t\right] \times \left[1 + \frac{tr(\epsilon_p^{n+1} - \epsilon_p^n)}{1 + tr(\epsilon_p^n)}\right]^{-1} \quad (31)$$

$$P_p^{n+1} = P_p^n \times \left(k_{ett} A_{ett,s} M_{ett} \beta_{ett} (1 - \Omega_{ett}) \Delta t\right) - \left(k_{ett} A_{ett,s} M_{ett} \beta_{ett} (1 - \Omega_{ett}) \Delta t\right) \times K_{hom}^{n+1} \quad (32)$$

$$\epsilon_p^{n+1} = -\left[\frac{1+v}{E} P_p^{n+1} I - \frac{v}{E} tr(P_p^{n+1} I) I\right] \quad (33)$$

where:

Ω_{ett} is the saturation index of ettringite; v is the Poisson ratio; E is the Young modulus (GPa); K_{ett} is the rate constant (moles per unit mineral surface area per unit time); $A_{ett,s}$ is the specific reactive (surface area per kg H_2O); K_{hom} is the equivalent bulk modulus of the liquid–solid water mixture (GPa).

The schematic representation of the chemo-mechanical modelling approach for sulphate attack is presentation in Figure 2.

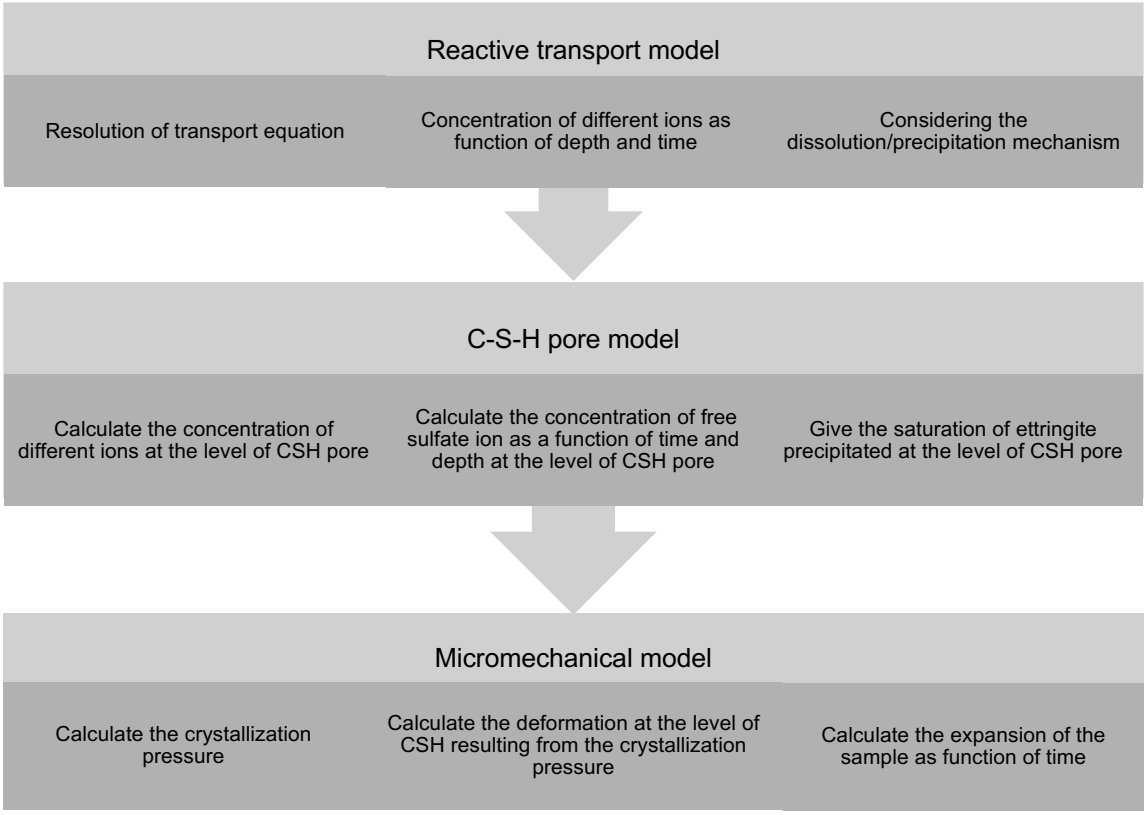


FIGURE 2. Schematic representation of chemo-mechanical modelling of sulphate attack

IV. Results and discussion

IV.A. Validation of C-S-H pore model

In the first step to validate the chemical kinetics, the experimental results of Soive et al. 2016 was used. In this study, two cement paste cylindrical specimens with 160 mm of height and 20 mm in diameter were exposed to 3 g/l of Na_2SO_4 solution for at least 160 days. Cement used was CEMI 52.5N CE CP2 NF, with a water/cement ratio of 0.4. The specimens were coated on their both ends with a water-proof vinylester resin, thus exposed to sulphate attack only on their circumferential surfaces at a controlled value pH of 7.5. For the transport data the effective diffusion coefficient D_e of species j in cement paste was considered as a function of tortuosity τ, porosity ϕ, and pure diffusion coefficient $D_{j,w}$ of species j in water. The product between tortuosity τ and porosity ϕ was assumed to be constant, in addition the effective diffusion coefficient is chosen equal to 3.4×10^{-12} m²/sec for the present hydrated cement paste thus the product between tortuosity and porosity equal to 1.99×10^{-3}. This effective diffusion coefficient value is supposed to be the same for all species in cement paste. More details on the properties and composition can be found in Soive et al. 2017.

The proposed numerical model allows computing the percentage of sulphate ions in the pore solution, on to the C-S-H surface or in the solid species, as a function of depth and time output as

shown in Figure 3a. The amount of free sulphate ions present in the pore solution occupies the smallest quantity of all the contributions. However, the behaviour of the total amount of sulphate ions depends greatly on the amount of sulphate ions adsorbed on C-S-H surface and sulphate ions precipitated. Therefore, it approves the importance to investigate the mineral dissolution/precipitation (such as monosulphoaluminate, ettringite…) and the physicochemical interactions between sulphate ions and solid species in order to understand their influence. The comparison of result given by the numerical model is very close to the experimental results as shown in the Figure 3b. The C-S-H pore model is able to produce local information since we focalize at the level of C-S-H, whereas; there is lack of experimental results at this level in the literature due to difficult experimental protocols.

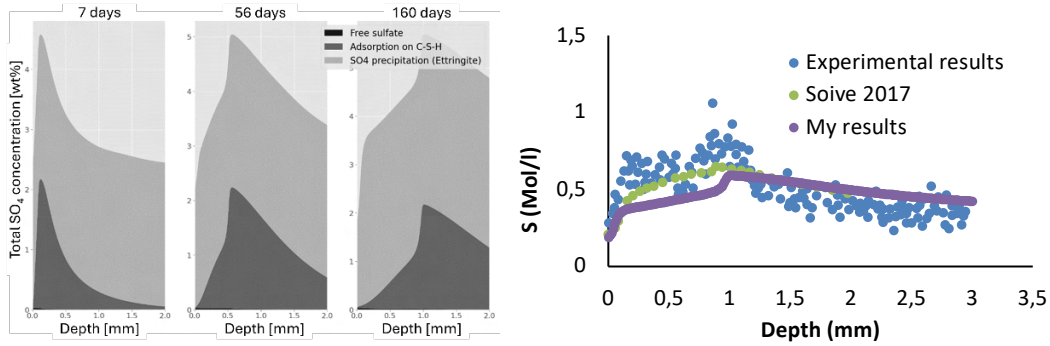


FIGURE 3. (a) Evolution of concentrations of adsorbed, precipitated, and free sulphate ions (wt%). **(b)** Comparison between experimental results Soive et al. 2016, the numerical results Soive et al. 2017 and C-S-H pore model results

IV.B. Validation of poromechanical model

In this next step, the results of C-S-H pore model and especially the concentration of sulphate ions have been used in the micromechanical model and comparison is performed with experimental results from the literature. For this purpose, the experimental study of Massaad et al. 2016 was used. In this study, tests were performed on mortar cylindrical samples of 160 mm of height and 20 mm in diameter. Mortar samples were kept in mould for 48h then in saturated limewater for 26 days before exposure to sulphate attack. The laboratory procedure consisted in immersing the mortar samples in a 3 g/l of Na_2SO_4 solution at controlled constant temperature (20°C) and pH (7.5). Although three different types of cement with different chemical composition were used, only the cement CEMI SR 5 PM was used in this study. For the transport problem, same diffusion coefficient of the previous simulation was used.

The C-S-H pore model shows that concentration of sulphate ions in the pore of C-S-H is higher for small depths (0 to 2 mm) as shown in Figure 4a but after this depth, it becomes almost zero, this is due to the complexation on the surface of C-S-H. In fact, if we see the Figure 4b, the concentration of sulphate ions adsorbed on the C-S-H surface becomes more important in the range (0.5 mm to 5 mm) and it approaches to zero at the depth of 6 mm, which is why there is no precipitation of ettringite in this range of depth as we see in the Figure 4c. The concentration of sulphate ions in the pore becomes higher (Figure 4a) when the desorption of sulphate ions begins (depth > 6 mm) that will lead to precipitation of ettringite as it is shown in the Figure 4c.

The Micromechanical model allows us to calculate the pressure and strain as a function of depth and time output. The strain at C-S-H level has the same evolution curve as the sulphate ion concentration in the pore of C-S-H. In fact, if we see the strain at 160 days of exposure, the strain is more important in smaller depths (0 to 2 mm) and then the deformation is almost zero and then begins to increase after a depth of 6 mm as shown in the Figure 5a. As a first estimation of expansion, the maximum strain (mm/m) over all depths is calculated at every time output to compare it with the expansion of specimens experimentally observed as shown in the Figure 5b. The result of the numerical model is very close of the experimental results of expansion, that validate the proposed numerical model. Thus, it strengthen our assumption of expansion mechanism of ESA that the expansion begins at the level of C-S-H when the two conditions are available: the pores at the level of C-S-H provide the crystal a supersaturated solution where it can grow, which further provides the energy for expansion and causes crystallization pressure. The crystal grows in a confined space and exert the expansive force on the walls of the pore.

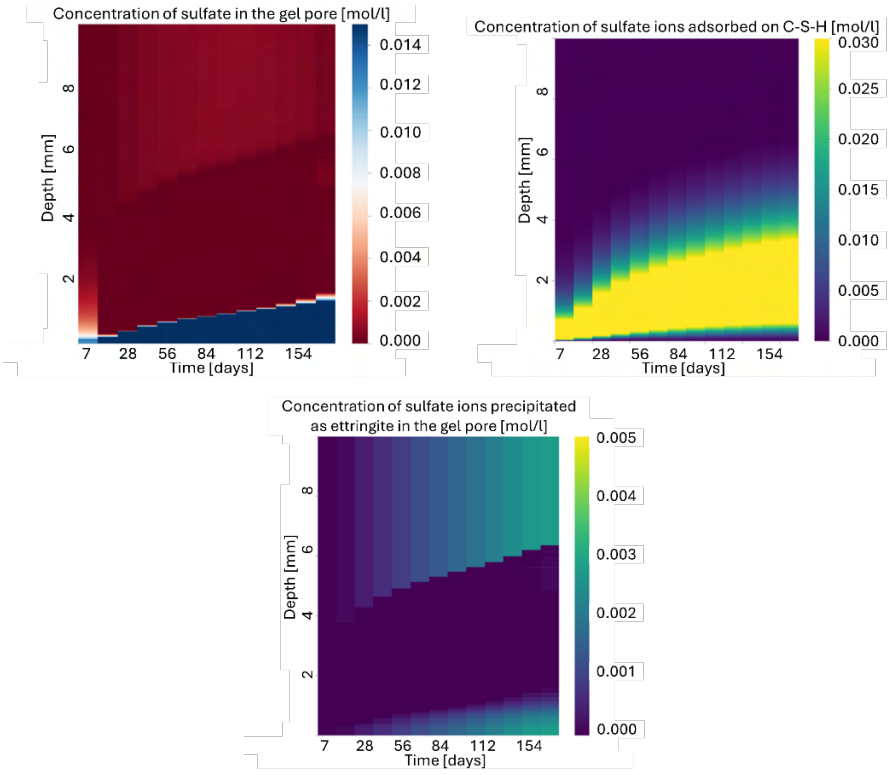


FIGURE 4. **(a)** Concentration total of sulphate ions in the C-S-H pore (mol/l). **(b)** Concentration of sulphate ions adsorbed on C-S-H (mol/l). **(c)** Concentration of sulphate ions precipitated as ettringite (mol/l)

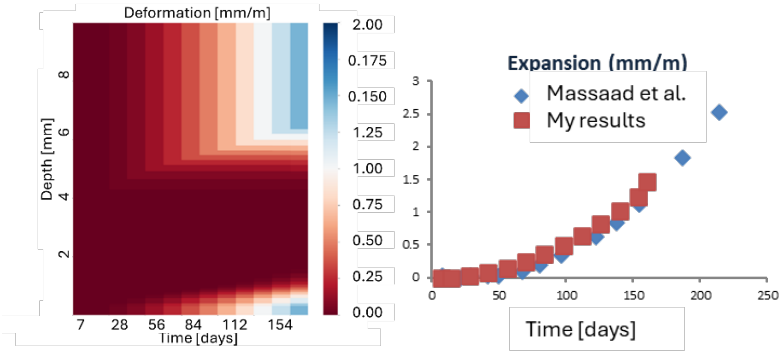


FIGURE 5. (a) Strain at the level of C-S-H (mm/m). (b) Maximum strain in (mm/m) compared with experimental expansion

V. Conclusion

The main advantages of numerical modelling and simulation is that they require significantly less time and resources than experimental testing. Thus, they can be used to understand underlying mechanisms. The proposed chemo-mechanical numerical model gives good results comparable to the experimental results along with visualization and quantification of the effect of different mechanisms of external sulphate attack in the material and locally at the level of C-S-H phase.

From the comparison of expansion due to the deformation in the level of C-S-H and the expansion observed experimentally, especially in the first's days of exposure where expansion is due to elastic deformation without cracks, we concludes that the expansion begins at the level of C-S-H phase, which is the perfect environment where the crystal grows in a confined space and provide an important energy of expansion.

REFERENCES

Tixier, R., & Mobasher, B. (2003). Modeling of damage in cement-based materials subjected to external sulfate attack. I: Formulation. Journal of materials in civil engineering, 15(4), 305-313.

Basista, M. and Weglewski, W. (2008). Micromechanical modelling of sulphate corrosion in concrete: influence of ettringite forming reaction. Theoret. Appl. Mech., 35(1-3), 29-52

Bary, B. (2008). Simplified coupled chemo-mechanical modeling of cement pastes behavior subjected to combined leaching and external sulfate attack. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 32(14), 1791-1816.Schmidt et al. 2009

Lothenbach, B., & Winnefeld, F. (2006). Thermodynamic modelling of the hydration of Portland cement. Cement and Concrete Research, 36(2), 209-226.

Bary, B., Leterrier, N., Deville, E., & Le Bescop, P. (2014). Coupled chemo-transport-mechanical modelling and numerical simulation of external sulfate attack in mortar. Cement and Concrete Composites, 49, 70-83.

Yu, C., Sun, W., & Scrivener, K. (2013). Mechanism of expansion of mortars immersed in sodium sulfate solutions. Cement and concrete research, 43, 105-111.

Gu, Y., Dangla, P., Martin, R.-P., Omikrine Metalssi, O. and Fen-Chong, T. (2022). Modeling the sulfate attack induced expansion of cementitious materials based on interface-controlled crystal growth mechanisms, Cement and Concrete Research, 152, 10.1016/j.cemconres.2021.106676.

Gong, F., Zhang, D., Sicat, E., & Ueda, T. (2014). Empirical estimation of pore size distribution in cement, mortar, and concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, 26(7), 04014023.

Rhardane, A., Sleiman, S. A. H., Alam, S. Y., & Grondin, F. (2021). A quantitative assessment of the parameters involved in the freeze–thaw damage of cement-based materials through numerical modelling. Construction and Building Materials, 272, 121838.

Soive, A., Roziere, E., & Loukili, A. (2016). Parametrical study of the cementitious materials degradation under external sulfate attack through numerical modeling. Construction and Building Materials, 112, 267-275.

Soive, A., & Tran, V. Q. (2017). External sulfate attack of cementitious materials: New insights gained through numerical modeling including dissolution/precipitation kinetics and surface complexation. Cement and Concrete Composites, 83, 263-272.

Massaad, G., Rozière, E., Loukili, A., & Izoret, L. (2016). Advanced testing and performance specifications for the cementitious materials under external sulfate attacks. Construction and Building Materials, 127, 918-931.

Effect of fineness variation on the chemical reactivity of Metakaolin

Charif Abderahim[1], Siline Mohammed[2], Mehsas Boumediene[2], Ghorbel Elhem[3]

[1] *Department of Civil engineering, University of M'sila, Algeria*

[2] *LMMS, University of M'sila. Algeria*

[3] *L2MGC, University of Cergy Pontoise – 5 Mail Gay-Lussac, Neuville Sur Oise. 95031 Cergy Pontoise.*

RESUME Metakaolin (MK) affects the cement matrix physically, due to its filler effect, and chemically through the generation of additional C-S-H compounds. These actions are closely linked to the fineness of the material. In the literature, the effect of MK fineness on the evolution of mechanical strength is widely studied. However, the effect of fineness variation on the pozzolanic reactivity of MK, measured by chemical tests, is not well discussed. The aim of this study is to contribute to the clarification of the relationship between the fineness of a MK and its pozzolanic reactivity evaluated by chemical tests of Frattini, modified Chapelle and saturated lime. To do this, two MKs (obtained by appropriate calcination of two kaolins from Algeria) were used. Both materials were ground to several Blaine finenesses, which vary between 4000 and 8000 cm^2/g, before their pozzolanicity was assessed. The results obtained showed that the reactivity of MKs increased absolutely with the increase in their fineness, regardless of the chemical test used. The fineness of MK favours its chemical reaction with Portlandite in the different chemical test systems despite their differences in temperature, time and MK-lime ratio. It was concluded that these tests are more sensitive to the variation in the fineness of the MK than the classic compressive strength test.

Mots-clefs Metakaolin, fineness, reactivity, pozzolanic reactions, Frattini test, modified Chapelle test, saturated lime test.

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Cement is one of the most used materials in the world civil engineering industry. It is well known that its manufacturing process produces huge quantities of carbon dioxide, reaching 0.99 ton per each ton of cement (Hasanbeigi et al. 2012). The release of carbon dioxide during cement manufacturing is linked to two causes : the combustion of fossil fuels necessary for the production of clinker and the decarbonation process which converts limestone into CaO and CO_2. Among the solutions proposed to reduce these greenhouse-gas emissions from cement production, it is commonly recommended to produce blended cement, in which the clinker is partially substituted by some specific materials (Mohammed S. 2017). These additions may be inert such as limestone or active like fly ash, silica fume and Metakaolin. The partial substitution of the clinker by active additions may significantly improve some characteristics of concretes and mortars as mechanical

response, durability and transfer properties. Indeed, the enhancement of these properties is attributed to the pozzolanic reaction that occurs between Portlandite and the reactive compounds of the addition, which generally results in the formation of supplementary cementitious materials SCM such as C-S-H, C-A-H and C-A-S-H (Gruber et al. 2001; Badogiannis and Tsivilis. 2009; Zhao and Khoshnazar. 2020).

Metakaolin (MK) is one of the most studied SCMs around the world, it has attracted the interest of many researchers in recent years. This artificial pozzolan is generally obtained after heat treatment, at temperatures varying between 500 and 900 °C, of kaolinitic clay (Bich et al. 2009). The kaolinitic clay is very abundant in many countries, including Algeria. The existing literature demonstrates that efficiency and pozzolanic reactivity of MK are primarily proportional, in addition to the kaolin content and purity level of the raw material, to the content of reactive silica and alumina, which in turn depends on the effectiveness of kaolin to MK conversion process (Boumediene et al. 2021). The transformation of kaolin into MK is a determining process, that considerably depends on the thermal treatment characteristics such as the temperature target and the holding time (Bich et al. 2009 ; Mohammed S. 2017). According to some standards, namely NF P18-513 and ASTM C-618, the highly reactive MK should satisfy some chemical and physical requirements (Table 1). The chemical ones are mainly concerned with the material's amorphousness and its chemical composition. It is believed that the higher content of reactive SiO_2 and Al_2O_3 is, the higher is the reactivity of MK (Mohammed and Boumedienne, 2022). While, physical requirements deal strongly with granulometry and fineness of the ground material (Lawrence et al. 2003 ; Cyr et al. 2006). In most cases, greater fineness and finer particle size distribution (PSD) allow obtaining a more reactive MK. These requirements allow MK, through its fine particles, to increase the compactness of the cement matrix, which is known as the physical effect or filler effect, and through its reactive SiO_2 and Al_2O_3, to react with Portlandite $Ca(OH)_2$ to produce additional C-S-H binding phases, which is commonly known by pozzolanic reactivity (Lawrence et al. 2003).

TABLE 1. Some physical and chemical requirements for artificial pozzolans according to ASTM C 618 and NF P18-513 standards

Requirements	Limit values	
	ASTM C 618	NF P18-513
$SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$: min (%)[1]	70	/
$SiO_2 + Al_2O_3$: min (%)[1]	/	90
Chloride (Cl^-): max (%)[1]		0.1
Sulfur trioxide SO_3: max (%)[1]	4	1.3
Moisture content: max (%)[1]	3	/
Free CaO: max (%)[1]	/	1
Loss on ignition: max (%)[1]	10	5
Amount retained when wet-sieved on 63 µm sieve: max (%)[1]	/	30
Amount retained when wet-sieved on 45 µm sieve: max (%)[1]	34	/
Strength activity index with OPC at 28 days: min (% of control)	75	85
Water requirement: max (% of control) [1]	115	115
Autoclave expansion or contraction: max	0.8 (%)	10 mm

[1] : % of dry mass.

In the literature, many papers have studied the effect of MK fineness on its reactivity (Vizcayno et al. 2010; Dong et al. 2011; Mitrovic and Zdujic, 2014; Liu et al. 2017;). These researchers used the evolution of mechanical response as an indirect indicator of the MK reactivity. It has been reported that the increase in the MK fineness, through the increase in the grinding time, leads to the increase in its reactivity and therefore the improvement of the mechanical response of the MK-based cementitious materials. On the other hand, the reactivity of MK can also be evaluated directly, by quantifying its consumption of lime or Portlandite. Chemical tests (Frattini, modified Chapelle and saturated lime), and physical methods (X-ray diffraction XRD and thermogravimetric TG analysis) are the main direct methods used for the evaluation of MK reactivity (Donatello et al. 2010 ; Mohammed S. 2017, Boumediene et al. 2021). However, the effect of MK fineness on its reactivity, evaluated by direct methods, notably chemical tests, has not been well clarified in the literature. Accordingly, the present study attempts to clarify the effect of varying the grinding time and therefore the fineness of MK on its physical and chemical reactivity, using both mechanical and chemical tests.

II. MATERIAL PROPERTIES

Two MKs were used in this study, MKT1 and MKT2, they were elaborated in laboratory from two kaolinitic clays KT1 (39% of kaolin) and KT2 (58% of kaolin). The raw kaolin clays were sourced from Tamazert in the north-east of Algeria, their chemical compositions, determined by X-ray fluorescence spectrometry (XRF), are presented in Table 2. First of all, KT1 and KT2 were ground, using a laboratory ball mill, for different periods (90, 120, 150 and 240 min). The effect of each grinding time on the particle size of the material was evaluated in terms of fineness and particle size. The Blaine finenesses, thus obtained, were determined according to NF EN 196-6 standard, while the particle size distributions of the materials were measured using a CILAS 1090 laser particle analyzer. Then, the ground samples were heat treated in an electric oven in order to convert kaolin into MK. The heat treatment consisted of a constant temperature rise rate (10 °C/min), a target temperature of 800 °C and a holding time of 5 h. These appropriate calcination parameters were the subject of a previous study (Boumediene et al. 2021). A local Portland cement CEM I 52.5 with a fineness of 3981 cm^2/g and an ordinary chemical composition (Table 2) was used for the Frattini test and the mortar mixtures.

TABLE 2. Chemical compositions (%) of the used materials.

	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	LOI
KT1	70.91	17.15	1.67	0.32	0.36	0.09	4.06	0.32	5.68
KT2	56.63	26.15	3.7	0.33	0.66	0.07	3.51	0.4	9.26
MKT1-4000	68.22	22.54	1.55	0.28	0.34	0.07	4.01	0.28	1.03
MKT2-4000	53.3	36.5	3.95	0.29	0.62	0.07	3.92	0.24	1.1
CEM I	21.54	4.31	4.5	63.63	1.47	1.54	0.35	0.07	2.05

III. EXPERIMENTAL METHODS

The reactivity of MK samples, obtained after grinding to different finenesses then calcination of KT1 and KT2, was tested, in addition to the evolution of the mechanical response, by chemical

tests of Frattini, saturated lime and modified Chapelle. The samples of different fineness are denoted throughout this experimental study as: MKT1-4000, MKT1-6000, MKT1-7000, MKT1-8000, MKT2-4000, MKT2-6000, MKT2-7000 and MKT2-8000.

1. Mechanical test

The 28-day compressive strength was carried out on 4 × 4 × 16 cm^3 mortar specimens, prepared and tested according to NF EN 196-1. The control mortar was prepared by mixing 1350 g of standard sand, 450 g of cement and 225 ml of water. However, in the blended cement mortars 15% by mass of cement was replaced by each MK, as suggested by NF P-18 513. For each mixture, the retained compressive strength value was the average of six results. The strength activity index (SAI) presents the ratio of the 28-day compressive strength of the blended cement mortar to that of the control mortar.

2. Frattini test

According to NF EN 196-5, the Frattini test implies to determine the concentrations of Ca^{2+} and OH^-, dissolved in a solution containing cement and the tested MK. It consists of making into reacting 16 g of cement and 4 g of finely ground MK in 100 ml of deionized water. The mixtures were kept in a sealed plastic container at 40 °C. After 8 days, each solution was filtrated and the filtrate was analyzed for [OH^-] by titration against dilute HCl, while the [Ca^{2+}] was measured, after pH adjustment to 12.5, by titration with EDTA solution (0.03 mol/l) using murexide indicator. The tested sample is regarded as active pozzolan if the amounts of these ions are down the lime solubility curve.

3. Saturated lime test

Contrary to the previous test, in this one, MK is mixed with saturated $Ca(OH)_2$ solution, prepared by dissolving 2 g of hydrated lime in 1 L of deionized water. The saturated lime test, considered as a simplified and non-standardized version of the Frattini test, involves in reacting 75 ml of this solution with 1 g of the studied MK. Samples are kept in a sealed plastic bottles at 40 °C. The amount of lime, fixed by each sample (mmol/l), is obtained from the difference between the concentration in the control saturated lime solution, and the residual Ca^{2+} found in the solution containing this sample after 1, 3, 7 and 28 days.

4. Modified Chapelle test

In this test, standardized by NF P18-513 and considered as a shorter version of the saturated lime test, 1 g of each sample of MK is put into reaction with 2 g of CaO in the presence of 250 ml of distilled water, for 16 hours at 90 °C. The residual lime is determined by titration with HCl solution, in the presence of sucrose extraction. The final result, expressed in mg of CH fixed by g of MK, is determined using the following relation:

$$\text{Fixed lime} = 2 \times [(V1 - V2)/V1] \times (74/56) \times 1000 \quad (1)$$

Where V1 and V2 are the volume of HCl solution added for titration of the blank sample and the tested MK sample, respectively.

IV. RESULTS AND DISCUSSION

1. Fineness and particle size characteristics

Raw kaolins KT1 and KT2 were ground for 90, 120, 150 and 240 minutes before being calcined. Their Blaine finenesses (SSB) and their particle size indices d10, d50 and d90 are presented in Table 3. According to these results, it is clear that the SSB of kaolins increases with their grinding time while their indices d10, d50 and d90 decrease, except for the grinding time of 240 min where a slight increase is observed. It appears that prolonged grinding led to the agglomeration of particles as reported by Mitrovic and Zdujic (Mitrovic and Zdujic, 2014). After calcination at 800 °C for 5 h, SSBs of the resulting MKs do not seem to be affected, because they kept almost the same finenesses of the starting kaolins, while their particle size indices were remarkably increased. The increase in the particle size of kaolins following their calcination can be explained by the formation of new grains with a larger surface area, caused by the tendency for dehydroxylated particles to aggregate (Yanguatin et al. 2019). This shortcoming presents a potential disadvantage of this grinding-calcination process, so it is best to grind again after calcination.

TABLE 3. Finenesses and particle size characteristics of kaolins and derived MKs.

			SSB (cm^2/g)	d_{10} (µm)	d_{50} (µm)	d_{90} (µm)
Grinding time (min)	90	KT1	4574	4.9	10.22	24.10
		MKT1	4380	5.7	21.14	38.45
		KT2	4340	4.5	9.11	21.53
		MKT2	4290	6.17	19,84	40.26
	120	KT1	6380	4.11	11.25	21.41
		MKT1	6320	5.42	16.88	30.10
		KT2	6110	3.98	9.06	19.65
		MKT2	6230	5.29	14.82	28.53
	150	KT1	7336	2.08	6.08	15.55
		MKT1	7290	2.45	9.42	30.61
		KT2	7040	1.49	6.22	16.95
		MKT2	7000	1.84	8.07	28.05
	240	KT1	8210	3.42	10,17	27.35
		MKT1	8330	5.18	14.33	65.66
		KT2	8090	2.85	8.81	25.49
		MKT2	8220	4.17	12.73	70.45

2. Compressive strength results

The 28-day compressive strength results of mortars made with or without different variants of kaolin and MK are presented in Figure 1. It can be seen that the replacement of 15% of cement with raw kaolin (KT1 or KT2) caused a drop in strength (more than 18%), which is certainly linked to the chemically inert state of the kaolins (Bich et al. 2009 ; Dong et al. 2011). However, the use of MKs, whatever their fineness, seems more beneficial and the mechanical response of the MK-based mortars appears to be favorably affected. The incorporation of MKT1 practically resulted in compressive strengths, similar to that of the control mortar (100% CEM I); a very slight improvement (of the order of 1.15%) was obtained for an SSB close to 7000 cm^2/g. Whereas, with the same percentage of substitution, the use of MKT2 remains more beneficial because it has significantly improved the compressive strength of mortars. This improvement is more important when the SSB of MKT2 is large (+7.34% when SSB was in the range of 8000 cm^2/g). The results

obtained for the MK-based mortars can be attributed exclusively to the chemical effect (pozzolanic activity) of these MKs, taking into account the results of kaolin-based mortars. It is well known that raw kaolins are inert materials incapable of reacting with Portlandite in the cementitious system (Liu et al. 2017). Therefore, the results obtained for the KT1 and KT2 mortar variants clearly reflect the physical effect of these kaolins which have practically the same fineness as MKT1-4000 and MKT2-4000 variants, which neglects any repercussions of the physical effect on the results obtained with MKs. It should be noted that although the grinding time of the raw kaolins increased from 90 min to 240 min, and the Blaine specific surface areas of the resulting MKs increased from 4290 to 8220 cm^2/g, the compressive strength seems slightly increased. The influence of the increase in fineness on the compressive strength is not obvious and can be neglected since the SAI increases very slightly for all MKs.

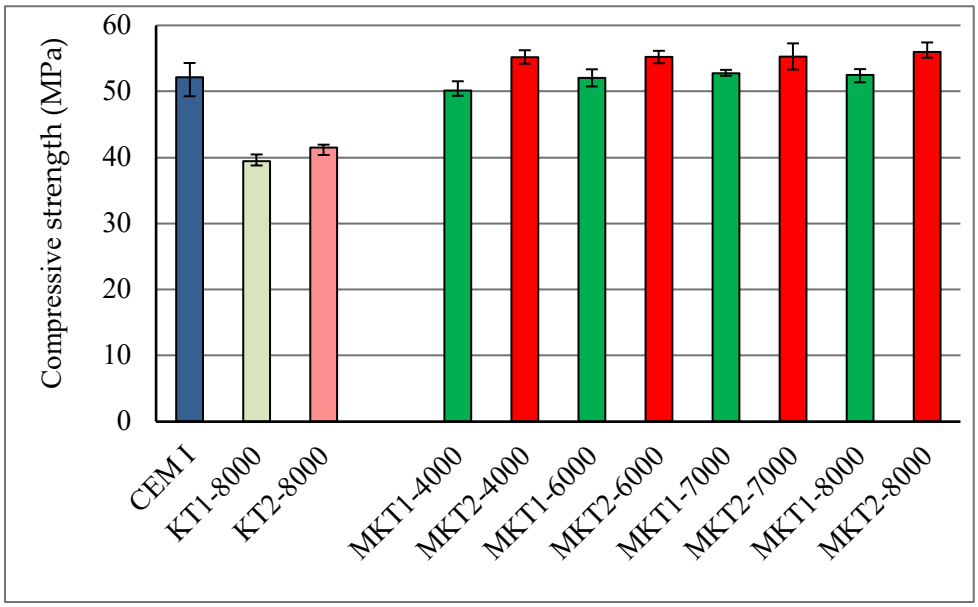


FIGURE 1. 28-day compressive strength results of mortars.

3. The 8-day Frattini test results

Figure 2 presents the 8 day results of Frattini tests, of different samples of MKT1 and MKT2 as well as the raw kaolins ground for 90 min. As can be seen, the location of [Ca^{2+}] and [OH-] for kaolins is above the lime solubility curve, meaning that KT1 and KT2 do not have any pozzolanic reactivity. However, the points ([Ca^{2+}], [OH-]) relative to all MK samples regardless of their SSB, are located below the lime solubility curve, indicating their pozzolanic potential. As the carbonate content of MKs is almost zero, we assume that all the Ca^{2+} cations present in the system come from the cement. It is generally believed that throughout this test, MK reacts chemically with the Portlandite issued from cement hydration, which reduces the content of residual Ca^{2+}. Therefore, it may be concluded that the lower the lime amount left in the system, the more reactive the MK. However, the Frattini test, unlike other chemical tests, does not make it possible to determine exactly the quantity of this lime consumed (Donatello et al. 2010).

4. Saturated lime test results

Results of the saturated lime test are presented in Table 4, it can be seen that the lime fixation rate increased with time and SSB. The results show also that for all test periods, the raw kaolins KT1 and KT2, despite their high SBB, were only able to consume very little amount of lime compared to the corresponding MKs. However, for MK samples, the fixed lime percentage is more important, indicating a continuous MK-lime reaction over time. It increases from 61% after one day to 92% after 28 days when the SSB increases from 4000 to 7000 cm^2/g, in the case of MKT1 and from 53% after one day to 95% after 28 days when the grinding time increases from 90 to 240 min, in the case of MKT2. We can clearly see that the MKT2 samples always presented better results compared to those of MKT1, which is probably due to their higher kaolinite content (58% against 39%) (Boumediene et al. 2021). In terms of SSB, it seems that the finer MK reacts better with lime and therefore consumes more lime. In terms of time, the evolution of lime consumption over time means that the MK-lime reaction is continuous over time.

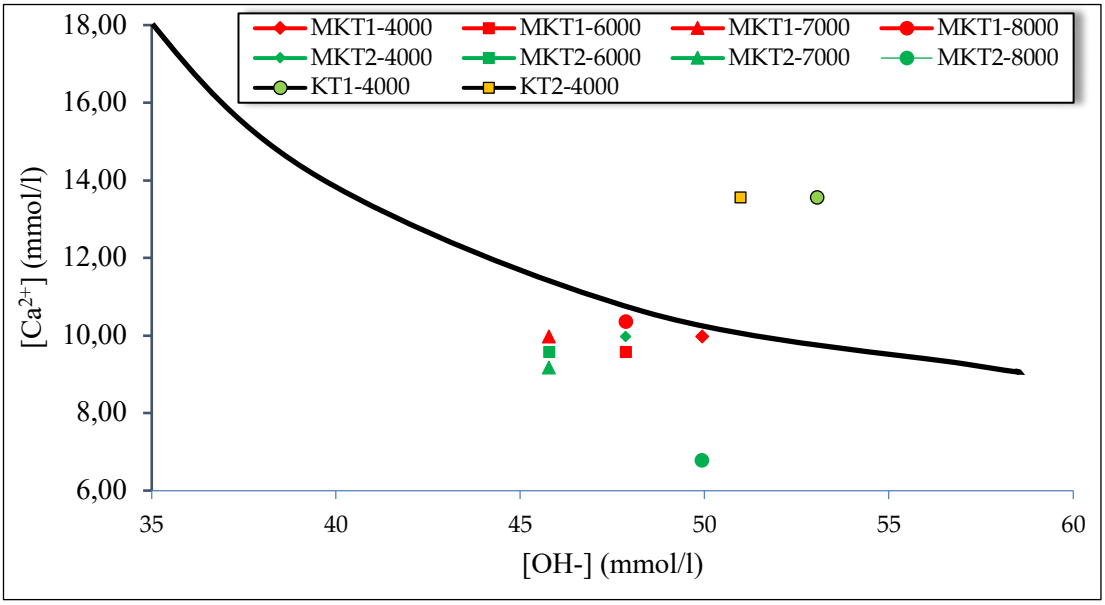


FIGURE 2. Eight days Frattini test results.

TABLE 4. Results of the saturated lime test, expressed as % de Ca^{2+} fixed at 1, 3, 7 and 28 days.

Time (days)	Kaolin		MK							
	KT1-7000	KT2-7000	MKT1-4000	MKT1-6000	MKT1-7000	MKT1-8000	MKT2-4000	MKT2-6000	MKT2-7000	MKT2-8000
1	30.13	35.63	61.33	62.19	65.8	73.14	53.12	56.5	62.13	63.63
3	35.73	42.5	68.5	70.63	80.15	83.25	62.25	65.63	71.63	75.13
7	37.83	46.2	77.65	83.44	91.65	87.88	77.87	84.25	93.75	94.12
28	45.2	51.38	83.1	86.38	92.36	90.4	82.5	88.11	94.37	95.63

5. Modified Chapelle test results

Figure 3 presents the quantity of lime (in mg) consumed by each MK sample, according to results of the modified Chapelle test. It can be clearly observed that the lime consumption increases with

the increase in SSB of MK. Unlike KT1 and KT2, ground for 120 min, where the results did not reach the threshold of 300 mg, the lime consumption in the case of MKT1 increases from 712 to around 800 mg, and from 723 to almost 900 mg in the case of MKT2, when the SSB of the samples increases from 4000 to more than 8000 cm^2/g. These results indicate that increasing the fineness of MK improves its reactivity and therefore its lime consumption. It should be noted that the NF P18-513 standard assume that MK is considered reactive if it was able to fix at least 700 mg of lime by the Modified chapel test, which is the case in the present study for MKT1 and MKT2, regardless of their SSBs. Similar findings were reported in the literature for other MKs (Shafiq et al. 2015; Ferraz et al. 2015; Liu et al. 2017).

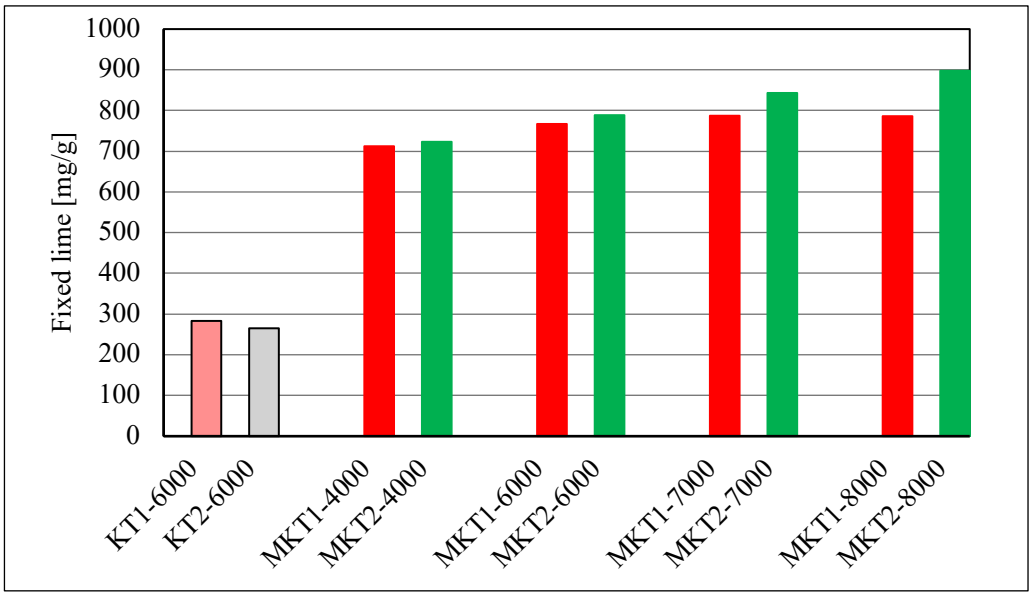


FIGURE 3. Modified Chapelle test results after 16 hours at 90 °C, expressed by mg of lime consumed per gram of kaolin or MK.

6. Discussion

On the bases of results of chemical test, it can be observed that reactivity of MK increases with its fineness. This means that fineness of MK is beneficial for its chemical reaction with lime in these systems, despite their differences in temperature, MK-lime ratio and time. However, the stagnation of compressive strength, despite the increase in SSB, means that the maximum chemical reactivity of MKs has been reached. This could be explained by the exhaustion of the reactive phases in the MKs, either because of the low MK content in the matrix (only 15%) or because of the low kaolinite content, particularly for KT1 (only 39%); in this case, increasing the fineness does not seem beneficial. Added to this is the undesirable effect of the aggregation of dehydroxylated particles and therefore the insufficiency of fine particles in the matrix, which is mainly due to the grinding-calcination process.

V. CONCLUSIONS

This research investigated the effect of increasing fineness on the reactivity of thermally treated Algerian kaolins KT1 and KT2. The following conclusions can be drawn based on this study:

- SSB of kaolins increases with the grinding time and consequently their particle size indices decrease.

- Calcination did not significantly change the fineness characteristics of the kaolins. SSB of the resulting MKs is almost unchanged, however, their particle size indices were remarkably increased due to the aggregation tendency of dehydroxylated particles.

- Lime consumption, measured by the Frattini, modified Chapelle and saturated lime chemical tests, increased with the increase in the SSB of MKs. It can be established that fineness favours the direct chemical reaction between MK and lime in all these systems, despite their differences in terms of temperature, time and MK-lime ratio.

- Whatever their SSB, the raw kaolins, KT1 and KT2, exhibited a little or no pozzolanic reactivity.

- The incorporation of 15% MK improves the compressive strength of mortars. However, increasing the finesse of the MKs does not seem beneficial, as the resistance remains unchanged.

- Chemical tests are more sensitive to the SSB of MK than the compressive strength test.

REFERENCES

ASTM. C618-05: Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, American Society for Testing and Materials, 2005.

Badogiannis, E., Tsivilis, S. (2009). Exploitation of poor Greek kaolins: durability of metakaolin concrete. *Cem. Concr. Compos*. 31, 128-33. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.11.001

Bich, C., Ambroise, J., Pera, J. (2009). Influence of degree of dehydroxylation on the pozzolanic activity of metakaolin. *Appl. Clay Sci*. 44, 194-00. https://doi.org/10.1016/j.clay.2009.01.014

Boumediene, M., Mohammed, S., Leila, Z. (2021). Development of supplementary cementitious materials from Algerian kaolin: elaboration of metakaolin and assessment of pozzolanicity. *Innovat. Infrastruct. Solut*.. 6, 50. https://doi.org/10.1007/s41062-020-00444-2

Cyr, M., Lawrence, P., Ringot, E. (2006). Efficiency of mineral admixtures in mortars: quantification of the physical and chemical effects of fine admixtures in relation with compressive strength. *Cem. Concr. Res*. 36 264-77. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.07.001

Donatello, S., Tyrer, M., Cheeseman, CR. (2010). Comparison of test methods to assess pozzolanic activity. *Cem. Concr. Compos*. 32, 121-27. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.10.008

Dong, O., Weiting, X., Tommy, YL., Janet, FCS. (2011). Increasing mortar strength with the use of activated kaolin by-products from paper industry. *Construct. Build. Mater*. 25, 1537-1545. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.08.012

Ferraz, E., Andrejkovičová, S., Hajjaji, W., Velosa, AL., Silva, AS., Rocha, F. (2015). Pozzolanic activity of metakaolins by the french standard of the modified chapelle test: a direct methodology. *Acta Geodyn. Geomater*. 179, 289-98. http://hdl.handle.net/10400.26/38418

Gruber, KA., Ramlochan, T., Boddy, A., Hooton, RD., Thomas, MDA. (2001). Increasing concrete durability with high-reactivity metakaolin. *Cem. Concr. Compos*. 23, 479-84. https://doi.org/10.1016/S0958-9465(00)00097-4

Hasanbeigi, A., Price, L., Lin, E. (2012). Emerging energy-efficiency and CO_2 emission-reduction technologies for cement and concrete production: a technical review. *Renew. Sustain. Energy Rev*. 16, 6220-6238. https://doi.org/10.1016/j.rser.2012.07.019

Lawrence, P., Cyr, M., Ringot, E. (2003). Mineral admixtures in mortars Effect of inert materials on short-term hydration, *Cem. Concr. Res*. 33, 1939-47. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00183-2

Liu, Y., Lei, S., Lin, M., Li, Y., Ye, Z., Fan, Y. (2017). Assessment of pozzolanic activity of calcined coal-series kaolin. *Appl. Clay Sci*. 143 159-67. http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2017.03.038

Mitrovic, A., Zdujic, M. (2014). Preparation of pozzolanic addition by mechanical treatment of kaolin clay. *International Journal of Mineral Processing*. 132, 59-66. http://dx.doi.org/10.1016/j.minpro.2014.09.004

Mohammed, S. (2017). Processing, effect and reactivity assessment of artificial pozzolans obtained from clays and clay wastes: A review. *Construct. Build. Mater.* 140, 10-19. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.078

Mohammed, S., Boumediene, M. (2022). Effect of increasing the Blaine fineness of Metakaolin on its chemical reactivity. *Journal of building engineering*. 56, 104778. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104778

NF EN 196-1. Méthodes d'essais des ciments. Partie 01: Détermination des résistances mécaniques, Association Française de Normalisation, 1995.

NF EN 196-5. Méthodes d'essais des ciments. Partie 05: Essai de pouzzolanicité des ciments pouzzolaniques, Association Française de Normalisation, 2006.

NF EN 196-6. Méthodes d'essais des ciments. Détermination de la finesse, Association Française de Normalisation, 1990.

NF P18-513. Additions pour béton hydraulique - Métakaolin - Spécifications et critères de conformité, Association Française de Normalisation, 2012.

Shafiq, N., Nuruddin, MF., Khan, SU., Ayub, T. (2015). Calcined kaolin as cement replacing material and its use in high strength concrete. *Construct. Build. Mater*. 81, 313-23. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.02.050

Vizcayno, C., De Gutiérrez, RM., Castello, R., Rodriguez, E., Guerrero, CE. (2010). Pozzolan obtained by mechanochemical and thermal treatments of kaolin. *Appl. Clay Sci*. 49, 405-13. https://doi.org/10.1016/j.clay.2009.09.008

Yanguatin, H., Ramírez, JH., Tironi, A., Tobon, JI. (2019). Effect of thermal treatment on pozzolanic activity of excavated waste clays. *Construct. Build. Mater.* 211, 814-23. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.300

Zhao, D., Khoshnazar, R. (2020). Microstructure of cement paste incorporating high volume of low-grade metakaolin. *Cem. Concr. Compos*. 106, 103453. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103453

Vers une Méthodologie d'Ecoconception des Poutres Multicouches en Béton

Salma ES-SATTE[1,2], Syed Yasir ALAM[1], Jean-Michel TORRENTI[3], Ahmed LOUKILI[1,2]

[1] *Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM) UMR-CNRS 6183, Ecole Centrale de Nantes, 1 rue de la Nöe, 44300 Nantes, France*

[2] *Chaire Edycem,, 3 Rue Nicolas Sadi Carnot, 85600 Montaigu-Vendée*

[3] *ESITC Paris*

RESUME

Cet article explore l'évolution des méthodes de calcul pour les structures en béton armé multicouches. L'objectif est de contribuer à la compréhension du comportement mécanique et la rupture des structures multicouches modernes, qui combinent différents types de béton aux propriétés mécaniques variées. Avec la nécessité croissante de construire des structures plus efficientes, une recherche approfondie sur ces interactions devient cruciale.

L'étude se concentre spécifiquement sur les structures en béton multicouches, caractérisées par des propriétés physiques et mécaniques diverses et soumises à différents types de charges. Cette approche établit les fondements du dimensionnement des poutres multimatériaux en considérant attentivement les déformations en réponse aux contraintes appliquées. Ces avancées contribueront à développer des méthodes de calcul plus étendues et mieux adaptées aux exigences des constructions modernes. En comprenant mieux le comportement des structures multicouches, il sera possible de concevoir des bâtiments plus efficaces, plus résilients et mieux adaptés aux défis contemporains de la construction.

Mots-clefs Béton armé, structure multicouche, construction efficiente, contrainte-déformation

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Au cours des dernières décennies, les recherches ont approfondi notre compréhension du phénomène de fissuration dans le béton, ce qui a conduit au développement de modèles visant à simuler ce processus dans des poutres en béton armé (*Hillerborg, 1990*), (*Alberto Carpinteri, 2009*), (*Bažant, 1983*), …

Ces avancées, conjuguées aux progrès dans la théorie du béton armé et aux nouvelles technologies des matériaux, ont ouvert la voie à des approches constructives innovantes, notamment l'utilisation de poutres multicouches. L'adoption de ces poutres offre plusieurs avantages significatifs. Elle permet une optimisation plus poussée de la distribution des charges, ce qui se traduit par une réduction des contraintes et des déformations, contribuant ainsi à améliorer la performance structurelle globale. Dans ce contexte, il devient essentiel de développer des modèles capables de simuler le développement des fissures dans les pièces multicouches. Ces

modèles fournissent une base solide pour la conception de structures plus efficientes, en permettant une analyse précise des contraintes et des déformations.
L'étude et le dimensionnement d'une poutre avec une ou plusieurs couches sont des processus complexes qui nécessitent une approche méthodique. Il est impératif de déterminer la loi de comportement de chaque matériau individuellement, puis de combiner les diagrammes de contraintes et de déformations de chaque matériau pour établir la loi de comportement globale de la poutre.
Dans le cas spécifique des poutres bicouches, la partie comprimée est généralement constituée de béton ordinaire, variant des classes C30 à C40. À l'inverse, la partie tendue utilise du béton composite à haute résistance, tel que le béton fibré, BFUP, ECC, etc...
L'ajout de fibres dans le béton ordinaire a pour effet de transférer les efforts de traction et d'augmenter sa résistance après fissuration, limitant ainsi l'ouverture des fissures. La partie fibrée de la poutre est élaborée à partir de béton incorporant des fibres d'acier structurelles, généralement à extrémités crochues.
L'article propose une introduction aux techniques analytiques de dimensionnement des poutres bi-couches, laissant la possibilité d'étendre ces méthodes aux poutres multicouches.
L'étude du comportement d'une poutre bi-couche repose sur un modèle intégré : la partie soumise à la compression est évaluée en fonction du modèle de fissure fictive basé sur la mécanique de rupture, tandis que la partie en traction se conforme aux directives du Code Modèle (fib, 2010).
La validation de ce modèle sur une poutre en béton armé, en le comparant avec l'Eurocode2, est une étape cruciale. Ensuite, l'application de ce modèle sur une poutre bi-couche permettra d'évaluer si le renforcement de la partie tendue augmente la résistance et s'il est possible de réduire la section de la poutre tout en maintenant ses performances structurelles.
Il est important de noter que le modèle bicouche présenté dans cet article est une simplification et nécessite des améliorations futures ainsi qu'une validation expérimentale approfondie. Le développement de modèles capables de simuler le développement des fissures dans ces poutres multicouches fournit une base solide pour la conception de structures plus efficientes, permettant une analyse précise des contraintes et des déformations.

II. Modèles et Méthodes de Calcul :

Le calcul d'une poutre bicouche s'appuie sur la superposition des modèles pour le béton (couche supérieure) et le béton fibré (couche inférieure). Ainsi, il est crucial de débuter par l'exposition des lois de comportement propres à chaque matériau et de formuler des modèles distincts en conséquence.

A. Béton armé :

- Béton en compression :

Le comportement en compression est décrit par un diagramme simplifié contrainte-déformation ($\sigma_c - \varepsilon_c$) jusqu'à ce que la résistance maximale à la compression soit atteinte. (Figure 1)

	σ_c: Contrainte de compression de béton. **f_c:** Résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours. **ε_c:** Déformation en compression du béton. **ε_{c3}:** Déformation relative en compression du béton au pic de contrainte f_c. **ε_{cu3}:** Déformation ultime en compression du béton au pic de contrainte f_c. **E_c:** Module de déformation du béton comprimé.

FIGURE 1. Diagramme contrainte-déformation du béton en compression (Eurocode2, 2002)

- Béton non fibré en traction :

Une approche simple pour représenter l'adoucissement en traction du béton consiste à utiliser une courbe linéaire (voir Figure 2).

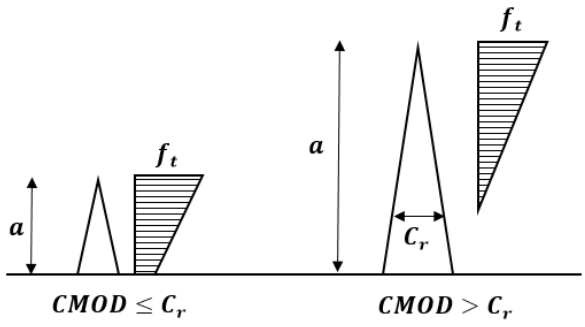
	**f_t:** Résistance à la traction directe du béton **a:** Longueur de fissure. **CMOD:** Déplacement de l'ouverture de la fissure. **C_r:** Ouverture de fissure critique dans une poutre en béton.

FIGURE 2. Distribution des contraintes de traction. (Walter H. Gerstle, 1992)

L'adoucissement en traction du béton implique des forces de fermeture dans la zone de processus de rupture, où la propagation de la fissure est déclenchée lorsque la contrainte à l'extrémité de celle-ci égale la résistance à la traction du béton. Lorsque la fissure s'ouvre, la contrainte diminue progressivement avec l'élargissement de la fissure jusqu'à atteindre zéro à une ouverture critique.

- Ouverture de fissure :

L'ouverture de fissure est un élément essentiel pour évaluer la fissuration dans une structure en béton. (Walter H. Gerstle, 1992) l'ont examiné en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Les sections planes de la poutre restent planes après déformation.
- Les surfaces de fissure fictives demeurent planes après déformation.
- Les tractions normales de fermeture agissant sur la fissure fictive suivent la courbe linéaire contrainte-CMOD (Figure 2).
- Le béton présente un comportement élastique linéaire.
- L'acier se comporte de manière élasto-plastique.

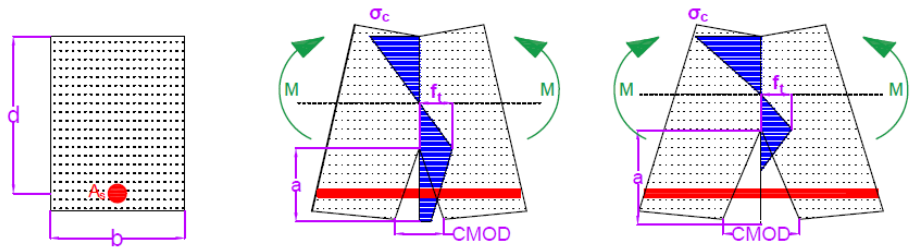


FIGURE 3. Schéma d'une poutre en béton armé déformée (fortement agrandie) soumise à la flexion avec la distribution des contraintes normales perpendiculaires au plan de la fissure.

(Walter H. Gerstle, 1992) se sont appuyés sur le développement de la fissure (Figure 3) pour évaluer le moment résistant en fonction de la longueur de la fissure afin de prédire son ouverture.

⇨ Lorsque $CMOD < Cr$: $$CMOD = \frac{2.A^2.\beta.(1+F)}{(1-A).(1-2.A.\beta)}.C_r \qquad (II.A.2)$$

⇨ Lorsque $CMOD > Cr$: $$CMOD = \frac{2.A.\beta.(1+A.F)}{(1-A)}.C_r \qquad (II.A.3)$$

$$A = \frac{a}{d} \quad et \quad \beta = \frac{f_t.d}{E_c.C_r} \quad et \quad F = \frac{\sigma_c}{f_t}$$

a présente la longueur de la fissure , et **d** la hauteur effective de la poutre.

- Hypothèses du modèle de comportement du béton armé (non fibré) :

Les hypothèses suivantes ont été postulées :

- Les sections planes restent planes au-delà de l'ouverture de la fissure dans les zones d'adoucissement en traction et d'adoucissement en compression.
- Le béton en compression est élastique linéaire jusqu'à la charge maximale, puis une plastification est supposée.
- L'acier se comporte élastiquement jusqu'à atteindre la limite d'élasticité, puis présente un comportement de durcissement linéaire de la déformation.

- Formulation du modèle :

Etape 1 : Lorsque la contrainte de traction atteint la résistance du béton, celui-ci se fissure. La fissure d'étend avec l'augmentation du moment. (Figure 4).

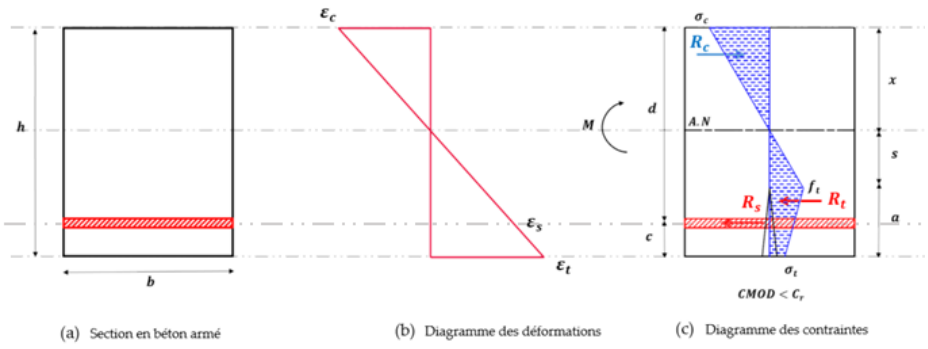


FIGURE 4. Développement de la fissure à l'étape 1 pour CMOD<Cr.

Etape 2 : Lorsque CMOD dépasse Cr, le béton situé dans la fibre inférieure de la poutre ne peut plus supporter les contraintes de traction. Leur transfert est similaire à la première étape.

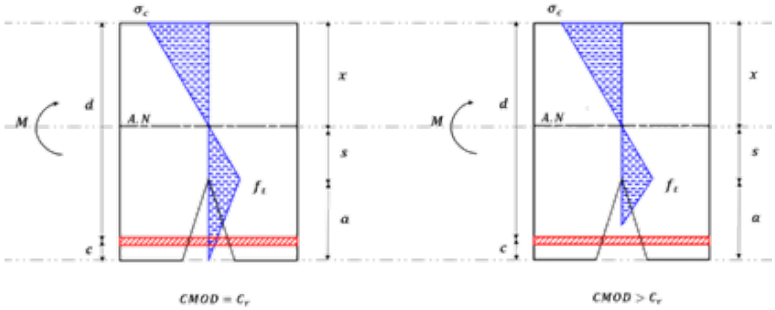


FIGURE 5. Développement de la fissure à l'étape 2 pour CMOD≥Cr.

Etape 3 : Si la poutre ne s'est pas rompue auparavant, la troisième étape prédit le comportement lorsque le béton en compression se plastifie.

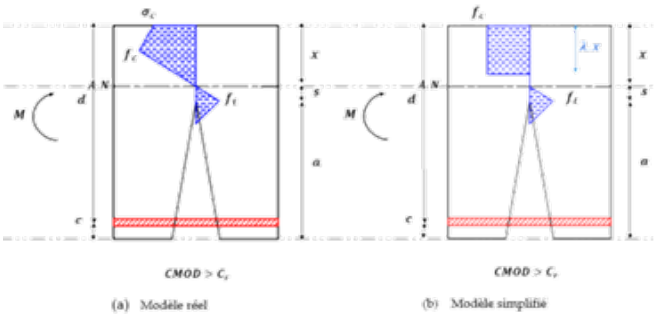


FIGURE 6. Développement de la fissure à l'étape 3 pour CMOD>Cr avec (a) Adoucissement de la contrainte en béton comprimé. (b) Plasticité de la contrainte en béton comprimé.

B. Béton fibré :

La loi de comportement du béton fibré repose principalement sur les récents développements du Model Code ((fib), 2010), servant de fondement pour l'élaboration des futurs Eurocodes.

- Loi de comportement du béton fibré en traction :

Selon le MC2010, il est proposé d'évaluer le comportement en traction du béton fibré au moyen d'un essai de flexion à trois points sur une poutre entaillée, conformément à la norme EN14651. Afin d'identifier la loi constitutive en traction, la méthode proposée par le MC2010 nécessite de connaître les contraintes résiduelles f_{R1} et f_{R3} qui sont évaluées à des ouvertures de fissures correspondant respectivement à 0,5 mm et 2,5 mm (Figure 7).

La résistance à la traction en flexion est calculée par la relation :

$$f_{Rj} = \frac{3 \times F_j \times l}{2 \times b \times h_{sp}{}^2} \qquad (II.B.1)$$

	F_j : Charge correspondante à CMOD = CMODj. f_{Rj} : Contrainte résiduelle de traction par flexion évaluée à CMODj. l : Portée de la poutre. b : Epaisseur de la poutre. h_{sp} : Distance entre le sommet de l'entaille et le haut de l'échantillon.

FIGURE 7. Courbe force-ouverture de fissure d'un essai de flexion 3 points. ((fib), 2010)

$f_{R1,k}$ et $f_{R3,k}$ sont les contraintes caractéristiques calculées sur une section supposée homogène (non fissurée, (σ = 6.M / b.h²), correspondant à des ouvertures de fissure de 0,5 mm et 2,5 mm respectivement. Ces valeurs sont définies dans la norme EN 14651.

Pour l'analyse structurelle, la loi constitutive donnée dans la Figure 8 peut être utilisée.

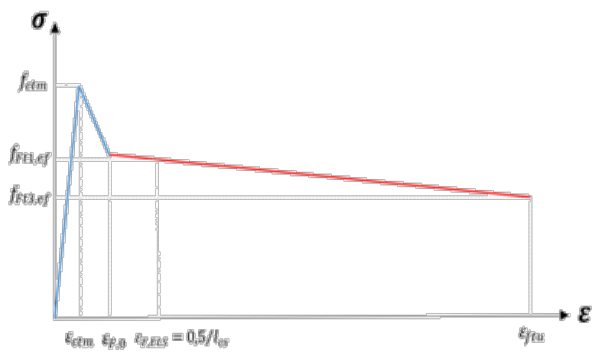
	$f_{Ft1,ef}$, $f_{Ft3,ef}$: résistances résiduelles effectives en traction pour des largeurs de fissure de 0,5 mm et 2,5 mm respectivement, prenant en compte l'orientation des fibres. ε_{ctm} : Déformation dans le béton en compression au pic de la contrainte f_{ctm}. $\varepsilon_{F,0}$: Déformation équivalente utilisée pour définir la loi constitutive post-fissuration pour une analyse non linéaire. ε_{Ftu} : Déformation ultime en traction pour le béton fibré.

FIGURE 8. Loi simplifiée du comportement en traction uniaxiale du béton fibré. (EC 2, 2023)

Avec les paramètres suivants :

$f_{Ft1,ef} = K_0 . K_G . 0{,}37 . f_{R,1k}$ (II.B.2) $f_{Ft3,ef} = K_0 . K_G . (0{,}57 . f_{R,3k} - 0{,}26 . f_{R,1k})$ (II.B.3) $\varepsilon_{ftu} = w_u / l_{cs} \leq 2{,}5mm / l_{cs}$ (II.B.4) $\varepsilon_{ctm} = f_{ctm} / E_{cm}$ (II.B.5) $\varepsilon_{F,0} = 2 . \varepsilon_{ctm}$ (II.B.6)	K_0 : Le coefficient d'orientation des fibres. K_G : Le facteur caractéristique. w_u : Ouverture de fissure maximale acceptée dans la conception structurelle. l_{cs} : La longueur caractéristique de l'élément structurel.

L'intégration d'une longueur caractéristique (l_{cs}) permet de relier les courbes contrainte ouverture de fissure (σ–w) aux courbes contrainte déformation (σ–ε). K_0 et K_G représentent respectivement le coefficient d'orientation des fibres et le facteur caractéristique. Ce dernier permet le passage d'une valeur moyenne à une valeur caractéristique et dépend de la répartition des fibres dans l'élément structurel.

Le MC2010 propose un modèle simplifié pour représenter le comportement en traction du béton fibré post-fissuration. (Figure 9.b)

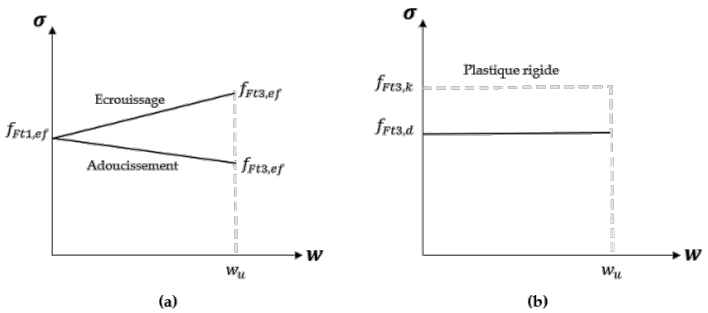


FIGURE 9. Modélisation de la loi constitutive en traction du BFM. (a) Modèle linéaire, (b) Modèle plastique ((fib), 2010)

Le modèle rigide plastique dépend juste de la contrainte à l'état limite ultime $f_{Ft3,ef.}$ Ce paramètre représente la contrainte de conception qui permet de considérer l'apport des fibres en traction.

$$f_{Ft3,ef} = \frac{1}{3}.K_0.K_G.f_{R,3k} \qquad (II.B.7)$$

- Hypothèses du modèle de la poutre en béton fibré :

- Les sections planes de la poutre restent planes après déformation.
- L'équilibre des forces internes de la section est obtenu pour tout niveau de chargement, ou de déformation, en faisant varier la courbure de l'élément.
- Pour assurer la ductilité, la formule : $f_{R,1k}/f_{ctk,0,05} \geq 0,5$ doit être satisfaite. *§5.6.3. MC2010*

- Formulation du modèle de la poutre en béton fibré :

La fissuration se produit en deux étapes principales :

⇨ **Etape 1 :** La déformation maximale est atteinte au niveau du béton fibré en traction.
⇨ **Etape 2 :** La déformation maximale est atteinte au niveau du béton comprimé.

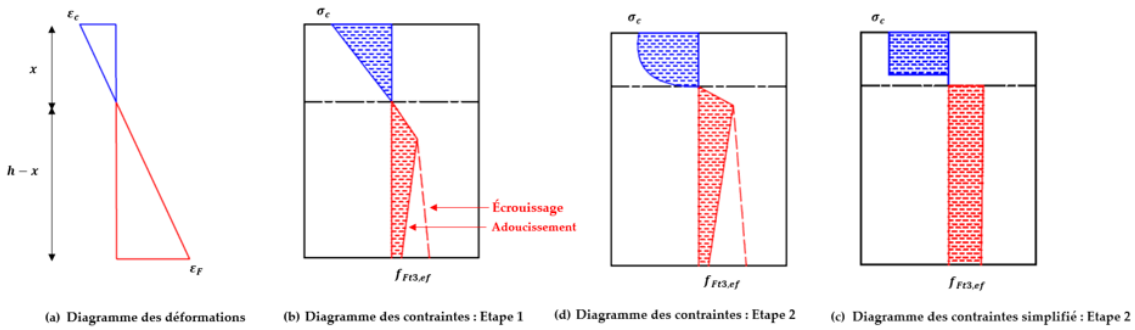


FIGURE 10. Contraintes de conception pour un élément en flexion en béton fibré.

III. Application : Poutre bicouche

Considérons une poutre bicouche illustrée à la figure 11, renforcée en fibres à mi-hauteur.

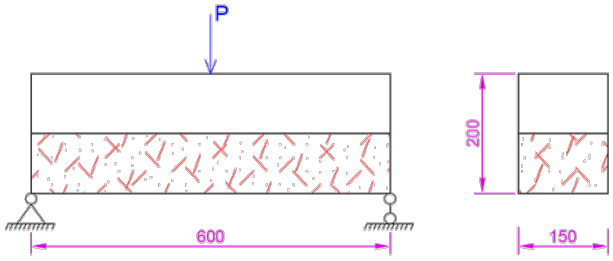


FIGURE 11. Paramètres du modèle d'une poutre bicouche (dimensions en mm).

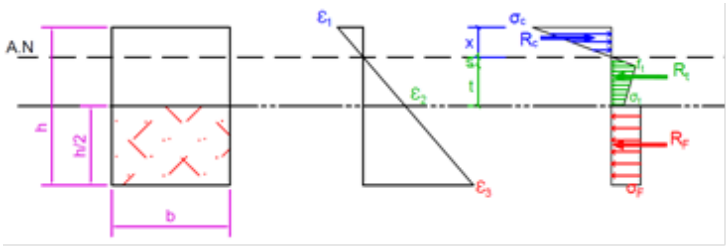


FIGURE 12. Schémas de calcul de la répartition des déformations et des contraintes dans une section à deux couches au moment de la formation de fissures.

Ce modèle de poutre bicouche repose sur les hypothèses suivantes :

- La loi de comportement de l'interface entre les deux couches est considérée comme continue.
- Les sections planes demeurent planes, ce qui permet de lier les déformations le long de la section à la courbure.
- Le béton fibré suit le modèle plastique. (Figure 9.b).

Dans cette étude, on suppose que, avant l'apparition des fissures, l'allongement relatif le plus important de la fibre extrême étirée du béton fibré est de $\varepsilon_3 = \varepsilon_{Fu} = 1{,}25\%$ (Selon l'Annexe L du futur Eurocode2). Dans la discussion qui suit, les allongements relatifs et les contraintes correspondantes dans le béton sont examinés dans les sections marquées sur la figure 12.

La hauteur de la zone comprimée (x) avant la formation des fissures est déterminée à partir de la condition d'équilibre des forces dans le béton, avec les contraintes suivantes :

$$\sigma_c = E_c \times \varepsilon_1 \quad (III.1)$$

$$\sigma_t = f_t \times \left(1 - \frac{CMOD}{C_r}\right) \quad (III.2)$$

$$\sigma_F = f_{Ft3,ef} = K_0.K_G.0{,}33.f_{R,3k} \quad (III.3)$$

Et les déformations suivantes :

$$\varepsilon_1 = \frac{x}{h} \times \varepsilon_3 \quad (III.4)$$

$$\varepsilon_2 = \left(\frac{s+t}{x}\right) \times \varepsilon_3 \quad (III.5)$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{Fu} = 1{,}25\% \quad (III.6)$$

À partir de l'hypothèse que les sections planes restent planes à l'extérieur de la zone de fissuration, la relation entre la contrainte de compression dans la partie supérieure de la section σ_c et la résistance à la traction du béton est la suivante :

$$s = \frac{f_t}{\sigma_c}.x \qquad (III.7)$$

La valeur du moment supporté par la section normale lors de la formation de fissures, est déterminée par l'expression suivante:

$$M = \frac{2}{3}.x.R_c + \frac{2}{3}.s.R_{t1} + \left(s + \frac{2.\sigma_t + f_t}{\sigma_t + f_t} \times \frac{t}{3}\right).R_{t2} + \left(\frac{h}{2} + s + t\right).R_F \qquad (III.8)$$

IV. Résultats et discussions :

Cette section sera consacrée à la validation du modèle de calcul pour le béton armé, d'une part, par comparaison avec l'Eurocode2, et d'autre part, à la comparaison théorique entre une poutre bicouche et une poutre entièrement fibrée. L'objectif est d'évaluer si le renforcement de la partie tendue est suffisant pour atteindre une résistance similaire à une poutre entièrement fibrée.

A. Validation du modèle analytique du béton armé :

- Résultats du modèle :

En utilisant le modèle proposé, il est possible d'élaborer une description complète du processus de fissuration. La Figure 13 illustre le moment résistant en fonction du CMOD pour une poutre en béton armé, avec les propriétés spécifiées dans le Tableau 1, et pour différents taux d'armature.

TABLEAU 1. Propriétés de la poutre en béton armé modélisée.

Largeur (b) [mm]	150	Résistance à la compression (f_c) [MPa]	40
Hauteur (h) [mm]	200	Module d'élasticité du béton (E_c) [MPa]	36 283
Enrobage (e) [mm]	25	Limite d'élasticité de l'acier (f_y) [MPa]	540
CMOD critique (C_r) [mm]	0,05	Module d'élasticité de l'acier (E_s) [GPa]	200

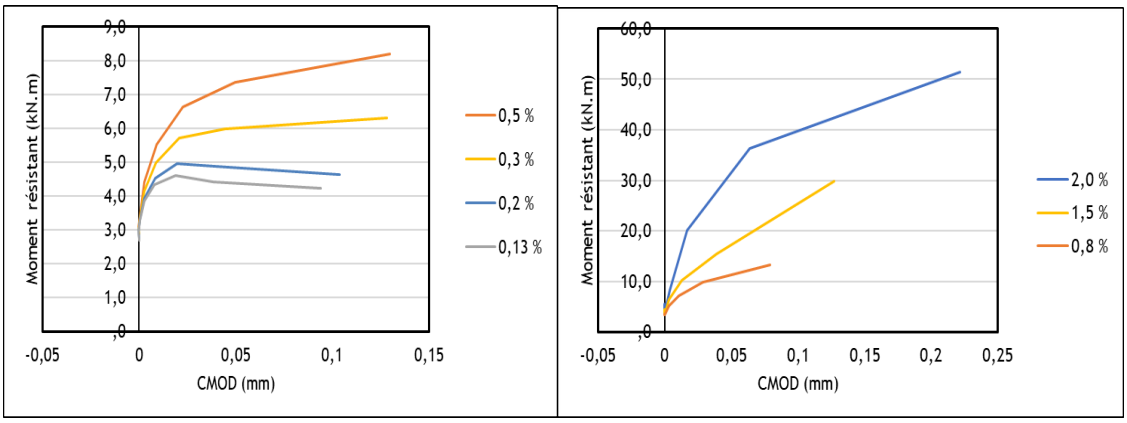


FIGURE 13. Prédiction du moment-CMOD pour des poutres en béton armé avec différentes proportions taux d'armature longitudinale.

- Analyse des résultats sur les poutres en béton armé :

Le modèle se concentre sur les propriétés mécaniques des poutres, en examinant comment différents taux d'armature influent sur la résistance à la traction du béton. Le modèle utilisé s'appuie sur l'idée d'un déclin progressif de la résistance à la traction avec la propagation de la fissure, conduisant à une perte totale de la capacité de résistance du béton lorsque l'ouverture de la fissure atteint la valeur critique C_r. Ces analyses concernent des poutres de dimensions similaires mais avec des taux d'armature variant de 0,13 % à 2 %. Les résultats suivants peuvent être déduits :

- Les résultats théoriques montrent que toutes les poutres se rompent en raison de la défaillance de l'armature métallique.
- L'ajout d'acier dans une poutre en béton peut limiter la propagation des fissures, mais si la quantité d'acier n'est pas adéquate, des fissures instables peuvent apparaître, surtout avec des taux de renforcement entre 0,14% et 0,5%. Au-delà de 0,5% de renforcement, la structure reste assez solide pour éviter cette propagation critique. (Faible longueur de fissure)
- Lorsque ρ est supérieur à 0,3 %, le moment résistant reste supérieur au moment au début de la croissance instable de la fissure. Un comportement stable est associé au développement de la fissure avec l'augmentation de la charge. La rupture de l'armature survient lorsque la contrainte prédite de l'armature atteint la limite de rupture de l'acier.

En comparaison avec l'Eurocode, on obtient les résultats suivants :

TABLEAU 2. Comparaisons entre les moments résistants (M) calculés par le modèle analytique et ceux déterminés selon l'Eurocode

Taux d'armature	M_Eurocode	M_Modèle Analytique	Différence relative
$\rho = 0{,}13$ %	3,20 kN.m	3,84 kN.m	+17,00 %
$\rho = 0{,}20$ %	4,61 kN.m	4,89 kN.m	+ 5,73 %
$\rho = 0{,}30$ %	7,18 kN.m	6,30 kN.m	- 13,97 %
$\rho = 1{,}50$ %	32,1 kN.m	29,78 kN.m	- 7,77 %
$\rho = 2{,}00$ %	39,4 kN.m	36,23 kN.m	- 8,80 %

$$Erreur_{Relative} = \frac{M_{Modèle\ analytique} - M_{Eurocode}}{M_{Modèle\ analytique}} \times 100 \qquad (IV.A.1)$$

Les erreurs relatives indiquent dans chaque cas si le modèle analytique tend à surestimer (+) ou sous-estimer (-) les valeurs par rapport à l'Eurocode.

Les différences entre le modèle analytique et l'Eurocode proviennent de variations dans les lois de comportement et de la dépendance à certains paramètres expérimentaux. Cependant, le modèle parvient à donner des résultats proches de ceux de l'Eurocode, montrant ainsi qu'il saisit efficacement les tendances générales et les comportements observés. Cette capacité à bien décrire le comportement renforce la validité et l'utilité du modèle dans l'application des poutres multicouches.

B. Analyse d'une poutre bicouche :

Considérons la poutre représentée dans la figure 11. Le tableau 3 présente les propriétés de la couche en béton et de la couche fibré à mi-hauteur. Les valeurs de $f_{R1,k}$ et $f_{R3,k}$, fournies par le fournisseur de fibres (Bekaert), varient en fonction de la classe du béton (C40), avec un dosage des fibres de 35 kg/m³ et du type (5D). Ces deux paramètres sont déterminés expérimentalement à travers un essai caractéristique (Figure 7).

On suppose une répartition favorable des fibres avec des coefficients K_0 et K_G égaux à 1.

TABLEAU 3. Propriétés de la poutre bicouche

Géométrie		**Couche inférieure**	
h (m)	0,2	**$f_{R1,k}$ (MPa)**	5,9
b (m)	0,15	**$f_{R3,k}$ (MPa)**	6,7
Couche supérieure		**K_0**	1,0
f_{ck} (MPa)	40	**K_G**	1,0
E_{ck} (MPa)	36 283	**γ_F**	1,5
$f_{L,k}$ (MPa)	2,5	**ε_{Fu} (%)**	1,25
γ_c	1,5	**Classe**	6 d

En appliquant la distribution des contraintes indiquée à la figure 12, les résultats obtenus sont les suivants :

TABLEAU 4. Dimensionnement de la poutre bicouche

Paramètre	**Valeur**	**Paramètre**	**Valeur**
ε_1 (%)	0,19	**σ_F (MPa)**	1,49
ε_2 (%)	0,53	**R_c (kN)**	40,32
ε_3 (%)	1,25	**R_t (kN)**	18,02
σ_c (MPa)	20,05	**R_F (kN)**	22,3
σ_t (MPa)	1,67	**M (kN.m)**	**4,14**

La poutre fibrée à mi-hauteur, avec du béton fibré dans la partie tendue, présente un moment résistant de 4,14 kN.m. En contraste, la poutre entièrement fibrée affiche un moment de 4,39 kN.m selon le Model Code.

La différence entre ces moments suscite la question de la pertinence de fibrer uniquement la partie inférieure pour réduire l'utilisation d'acier. D'un côté, ces résultats s'alignent de manière logique avec les hypothèses du dimensionnement, confirmant ainsi la validité théorique de la distribution proposée qui donne un moment légèrement inférieur à celui de la poutre entièrement fibrée.

En se basant sur les constatations préliminaires, la poutre bicouche, avec une réduction de moitié de la quantité de fibres utilisées, démontre une capacité à supporter 94% de la charge observée pour une poutre entièrement fibrée.

L'analyse de ce résultat suggère une efficacité remarquable de la poutre bicouche malgré une réduction significative de la quantité de fibres utilisées.

V. Conclusion :

Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette recherche :

1. Le modèle analytique, qui intègre la distribution effective des contraintes et repose sur la mécanique de la rupture, constitue une méthode permettant de suivre la propagation des fissures dans le béton armé et d'évaluer de manière précise les charges qu'une poutre en béton armé peut supporter.

2. Le modèle proposé offre des résultats proches de l'Eurocode, renforçant sa validité, bien que des améliorations et une validation expérimentale approfondie soient nécessaires.

3. La solution des poutres bicouches présentée dans l'article représente une approche innovante dans le dimensionnement des structures en béton armé. Les résultats des analyses préliminaires suggèrent que ces poutres offrent une capacité significative à supporter des charges, tout en réduisant la quantité d'acier utilisée.

REFERENCES

(fib), f. i. d. b., 2010. Model Code. s.l.:s.n.

1992-1-1, E., 2002. Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. s.l.:European Committee for Standardization.

Alberto Carpinteri, M. C. M. P. G. M., 2009. New Model for the Analysis of Size-Scale Effects on the Ductility of Reinforced Concrete Elements in Bending. Journal of Engineering Mechanics, 135(3).

Bažant, Z. P., 1983. Crack band theory for fracture of concrete. Matériaux et Construction, 16(3), p. 155–177.

Bertero, R. E. P. P. V., 1982. Local Bond stress slip relationship of deformed bars under generalized excitations.

Eurocode 2, 2023. Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. s.l.:Comité Européene de normalisation.

Hillerborg, A., 1990. Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams. Engineering Fracture Mechanics, pp. 233-240.

M.S. Mohamed Alia, D. O. M. G. R. S., 2008. Interfacial stress transfer of near surface-mounted FRP-to-concrete joints. Engineering Structures, Volume 30, p. 1861–186.

Matthew Haskett, D. J. O. M. M. A. C. W., 2009. Rigid body moment–rotation mechanism for reinforced concrete beam hinges. Engineering Structures, Volume 31, Issue 5(ISSN 0141-0296), pp. Pages 1032-1041.

Walter H. Gerstle, P. P. D. N. N. V. P. P. R. a. M. X., 1992. Crack Growth in Flexural Members--A Fracture Mechanics Approach. Structural Journal, Volume 89(6), pp. 617-625.

Étude du Comportement Thermomécanique des Murs en Maçonneries de Pierres Calcaires

Armita OBAEI[1], Javad ESLAMI[1], Anne-Lise BEAUCOUR[1], Dashnor HOXHA[2], Albert NOUMOWE[1], Pierre PIMIENTA[3]

[1] *CY Cergy Paris Université, Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil*

[2] *Université d'Orléans*

[3] *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment*

RESUME

L'étude du comportement au feu des maçonneries en pierre calcaire revêt une importance cruciale, d'autant plus que peu d'études scientifiques ont abordé cette problématique à l'échelle structurelle. Dans ce contexte, une partie du projet ANR POSTFIRE, adopte une approche intégrant à la fois des expérimentations et des simulations numériques, afin d'analyser le comportement thermomécanique des maçonneries en pierre calcaire exposés à des températures élevées. Les résultats expérimentaux, montrent des déformations hors plan symétriques avec une flèche orientée vers la source de chaleur pour tous les murs durant le chauffage. L'ajout d'une charge mécanique pendant le chauffage réduit le déplacement hors plan. La modélisation thermomécanique par la méthode des éléments finis, en considérant l'évolution des propriétés physiques et mécaniques des pierres en fonction de la température, met en évidence l'importance cruciale des propriétés mécanique telles que le module d'élasticité ainsi que des conditions aux limites sur le schéma déformé du mur et l'intensité de déplacement.

Mots-clefs Maçonneries ; Pierre calcaires ; Résistance au feu ; Comportement Thermomécanique ; Modélisation.

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

La maçonnerie est un système de construction ancien et largement utilisé qui consiste en l'assemblage de blocs ou d'unités de maçonnerie individuelles, généralement en pierre, en brique ou en béton, avec ou sans l'utilisation de mortier. Les pierres calcaires, un matériau fréquemment employé dans la maçonnerie, ont été couramment utilisées par le passé en raison de leur disponibilité et de leur facilité de taille. Les pierres calcaires sont des roches sédimentaires principalement composées de carbonate de calcium.

Les structures en maçonnerie ont été bien étudiées lors de chargement statique et dynamique, mais la compréhension du comportement des maçonneries en pierre exposées au feu est limitée [1]. Le feu représente une menace significative pour les bâtiments, nécessitant une compréhension approfondie des endommagements thermiques et du comportement mécanique des maçonneries en pierres à haute température.

En cas d'incendie, les murs en maçonnerie subissent une flexion thermique due au chauffage d'une face, créant un gradient thermique à travers leur épaisseur [2]. En conséquence, un phénomène de flexion thermique se produit en raison de la différence d'expansion thermique entre les deux faces du mur. Comme la face exposée à la chaleur se dilate plus rapidement que la face opposée restée

froide, le mur a tendance à se courber en direction de l'incendie [3]. Cette courbure thermique, combiné à la dégradation des matériaux, peut entraîner l'instabilité du mur [4]. À des températures élevées, des transformations physiques et chimiques affectent les propriétés des unités de maçonnerie et des mortiers [5]. La décarbonatation de la calcite, par exemple, provoque une contraction de la pierre calcaire au-delà de 700 °C, réduisant les propriétés mécaniques de la face exposée et pouvant causer des dommages même après l'incendie [6].

Différents auteurs ont employé les méthodes expérimentales pour évaluer la résistance au feu des maçonneries. Byrne [7] a fourni les premières preuves expérimentales de la flexion thermique des murs en maçonnerie de briques d'argile, réalisant des expériences variées sur des murs de différentes dimensions. Shields et al. [8] ont étudié la déformation thermique d'un panneau de maçonnerie non chargé à mi-échelle de 1 m² selon la norme BS-476. Laverty et al. [9] ont testé des murs en briques de béton à l'échelle réduite, exposés à divers niveaux de charge et d'incendie, expliquant les phénomènes de déformation thermique. Nguyen et Meftah [10] ont investigué la réponse thermomécanique des murs creux en blocs de maçonnerie en argile, mettant en évidence l'observation d'un phénomène d'écaillage au cours de leur étude expérimentale.

Concernant les murs en pierre calcaire, la recherche dans ce domaine est relativement limitée. Une étude récente menée par Pham et al. [11] et Donval [12], s'est concentrée sur l'investigation du comportement thermomécanique d'un type de mur en maçonnerie en pierre calcaire. L'étude a impliqué deux tests d'incendie, révélant l'apparition d'une flèche thermique dans les murs, influencé par la charge mécanique. De plus, les chercheurs ont examiné les schémas de fissuration dans les murs, qui commencent généralement dans les joints verticaux et se propagent verticalement à travers les blocs.

Très peu d'investigations numériques ont abordé la simulation de la réponse thermomécanique des maçonneries soumises au feu. Gnanakrishnan et al. [13] ont développé un modèle d'éléments finis simplifié en déformation plane avec des résultats surestimés en raison de l'omission de la non-linéarité géométrique, de la fissuration du matériau et de la composante de déformation transitoire. La déformation transitoire, dans le contexte de hautes températures, se réfère à la réduction de la déformation thermique due à la présence de chargement, ce qui diminue la déformation totale. Prendre en compte cette déformation dans les modèles de murs sous charge peut avoir un impact significatif sur les résultats. Dhanasekar et al. [14] ont présenté un modèle à éléments finis 2D mettant en évidence le flambement thermique dans les murs de maçonnerie, avec une validation satisfaisante par rapport à des essais. Cependant, la composante de déformation transitoire a été négligée. Cela peut conduire à des résultats inappropriés dans l'analyse des murs en maçonnerie sous charge. Nadjai et al. [15] ont développé un modèle micro 2D basé sur la méthode des éléments finis tenant compte des non-linéarités géométriques et matérielles, et des propriétés matérielles dépendantes de la température. Nguyen et Meftah [16] ont validé numériquement une maçonnerie en blocs d'argile creux soumise au feu avec un modèle micro 3D non linéaire dans Cast3M. Leur modèle a pris en compte des critères d'écaillage basés sur l'écrasement, le détachement et le flambage, et a été validé par rapport aux observations expérimentales.

Parmi les études, la littérature existante manque de données complètes sur les réponses thermomécaniques des murs en pierre calcaire à l'exposition au feu qui souligne le besoin d'investigations systématiques pour comprendre le comportement de ces matériaux dans de telles conditions. Par conséquent, l'objectif principal de cette étude est d'étudier le comportement thermomécanique de différents murs en pierre calcaire lors d'incidents, par deux approches expérimentale et modélisation. Dans le cadre de cette étude, les résultats des essais de chauffage de

six murs construits avec différentes pierres calcaires de différentes résistances seront présentés. De plus, la modélisation comprendra une analyse de l'effet des conditions aux limites sur les résultats obtenus. Une partie de résultats expérimentaux de ce travail est présentée dans un autre article [17].

II. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

La partie expérimentale de cette étude explore le comportement de maçonnerie en pierre calcaire lors d'incendies à travers des six essais de résistance au feu, réalisés au CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment). Trois types de pierre calcaire, de différentes résistances, ont été examinés. Deux murs ont été construits pour chaque type de pierre calcaire, avec des mortiers adaptés à chaque pierre, et ont été soumis à un scénario incendie avec et sans chargement mécanique pendant le chauffage. Cette étude étudie également l'impact du chargement mécanique pendant l'incendie, examine les déplacements du mur dans les trois directions, et analyse le comportement post-incendie des murs.

Les pierres calcaires utilisées sont issues des carrières de Saint-Leu, Tervoux et Massangis et possèdent respectivement les résistances en compression de 7,3 ; 37,2 et 102 MPa. Pour chaque type de pierre un mortier adapté a été formulé en accord avec la norme NF DTU 20.1 2020 [18]. Cette norme définit, pour la maçonnerie en pierre naturelle, le dosage en liant du mortier en fonction de la résistance en compression de la pierre. Elle exprime les dosages en liant pour 1m³ de sable sec. Pour se rapprocher des mortiers historiques à faible hydraulicité ; les mortiers sont formulés principalement à base de chaux hydraulique naturelle NHL 2 et NHL 3,5. Le ciment Super Blanc CEM II/ 42,5 N est par ailleurs utilisé pour atteindre la résistance en compression recherchée. Les trois mortiers sont confectionnés avec du sable siliceux de classe granulaire 0-2. La résistance des mortiers de Saint-Leu, Tervoux et Massangis a été mesurée respectivement après 4, 2 et 3 mois.

TABLEAU 1. Caractéristiques des pierres calcaires et les mortiers testées et conditions expérimentales

Mur	Pierre	Résistance en compression de la pierre (MPa)	Mortier	Durée de la maturation	Résistance en compression du mortier (MPa)	Chargement	Charge résiduelle
1	Saint-Leu	7,3 ± 1	350 kg NHL2	4 mois	0,5 ± 0,05	Non-chargé – 14 tonnes (0,23 MPa)	105 tonnes (1,75 MPa)
2						Chargé – 36,3 tonnes (0,61 MPa)	102 tonnes (1,75 MPa)
3	Tervoux	37,3 ± 1	250 kg NHL3,5 + 100 kg Ciment	2 mois	1,5 ± 0,15	Non-chargé – 30 tonnes (0,5 MPa)	>200 tonnes (3,3 MPa) Pas rupture
4						Chargé – 141 tonnes (2,35 MPa)	200 tonnes (3,3 MPa)
5	Massangis	102,4 ± 6	200 kg NHL3,5 + 150 kg Ciment	3 mois	7 ± 3	Non-chargé – 26 tonnes (0,43 MPa)	>375 tonnes (6,25 MPa) Pas rupture
6						Chargé – 375 tonnes (6,25 MPa)	>375 tonnes (6,25 MPa) Pas rupture

Pour étudier l'influence de la charge mécanique à haute température, des tests ont été réalisés sur des murs avec et sans chargement mécanique pendant le chauffage. La charge verticale en compression pour les essais chargés était fixée à 50% de la charge admissible de la maçonnerie, conformément à l'Eurocode, tenant compte de la résistance à la compression de la pierre, de son mortier et de la géométrie du mur. Après l'incendie, pour évaluer la résistance résiduelle, tous les murs ont été soumis à une charge mécanique jusqu'à la rupture un jour après le refroidissement. La charge imposée aux murs, représentant la charge résiduelle, est présentée dans le TABLEAU 1.

Les murs ont été construits avec des blocs (ou demi-blocs) de pierre mesurant 0,72 (0,36) m de longueur, 0,36 m de hauteur et 0,2 m d'épaisseur, liés ensemble par une couche de mortier de 0,01 m. Les murs ont une largeur de 2,92 m, une hauteur de 2,97 m et une épaisseur de 0,2 m. Placés dans un cadre en béton armé, les murs étaient équipés d'une bande d'isolant de 0,6m sur leurs côtés latéraux pour assurer une isolation thermique. Une couche de mortier de 0,02 m a été appliquée sur la partie inférieure, tandis qu'une couche de mortier de 0,055 m a été appliquée sur le dessus (FIGURE 1). Les murs sont exposés à une montée en température selon la courbe ISO 834-1 pendant 120 minutes, la température a atteint 1050°C sur la surface exposée du mur.

Le suivi de la température durant le chauffage a été réalisé par neuf thermocouples à l'intérieur du four, cinq thermocouples sur la surface non exposée, et des thermocouples intégrés dans les blocs. Trois blocs (nommés Bloc A, B et C) ont été instrumentés avec six thermocouples chacun, à différentes profondeurs du côté exposé, à 1 cm, 2 cm, 5 cm, 8 cm, 12 cm et 17 cm. Cinq transducteurs différentiels à variation linéaire (LVDT) ont été placés sur le côté non exposé pour mesurer le déplacement hors plan du mur et deux capteurs à fils ont enregistré le déplacement vertical du mur entre la poutre supérieure et le cadre. La technique de corrélation d'images numériques (DIC) a également été employée pour obtenir les champs de déplacement dans trois directions.

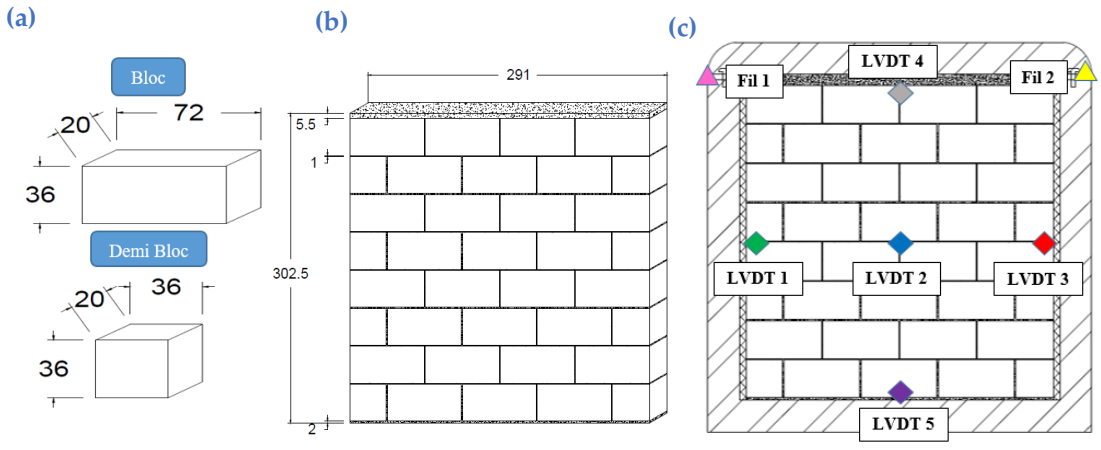


FIGURE 1. (a) Dimensionnement des blocs ; (b) dimensionnement le mur ; (c) le mur dans un cadre de béton armé avec le positionnement des blocs instrumentés par les thermocouples et les LVDTs

II-I. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

La FIGURE 2-a présente l'évolution de la température dans l'épaisseur du mur lors des tests de chauffage des deux murs chargés et non-chargés de Tervoux. Une dispersion relativement importante, autours de 100 °C, a été constaté pour les températures enregistrées à un et deux cm de

la surface chauffée. Cela peut être lié à la des différences de position des thermocouples par rapport à leur position théorique. Vu le gradient thermique étant très élevé proche de la surface chauffée, une variation d'un ou deux mm des thermocouples de la surface chauffée peut impacter les résultats de façon considérable. Ce comportement et ces résultats ont été observés pour les 6 murs. De plus, en comparant les profils de température des murs, nous avons remarqué que la température à travers l'épaisseur des murs en Massangis était plus élevée que celle des murs en Tervoux et Saint-Leu. Ces résultats sont cohérents avec les valeurs de conductivité thermique de chaque type de pierre, où Massangis a la conductivité thermique la plus élevée, suivie de Tervoux et de Saint-Leu [19].

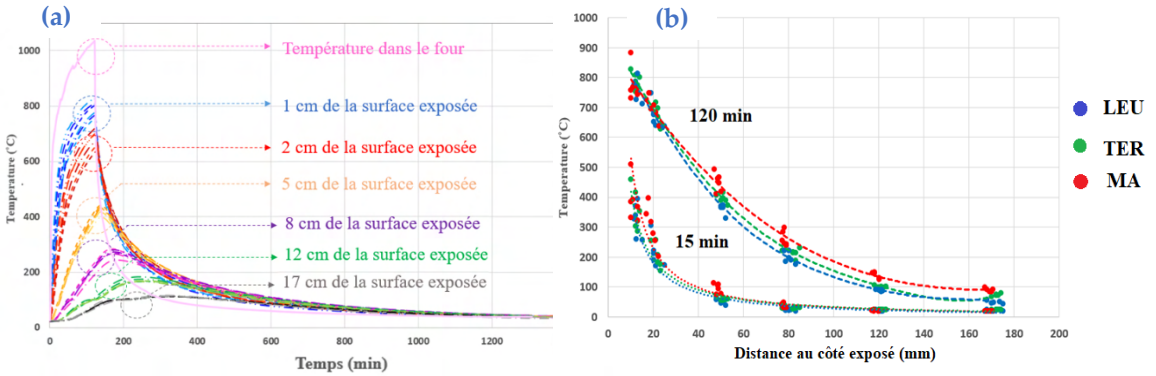


FIGURE 2. (a) Températures mesurées dans l'épaisseur du mur pour les murs du TERVOUX pendant le chauffage et refroidissement ; (b) La comparaison des profils de la température pour les trois pierres

La FIGURE 3-a a illustre les déformations hors plan pour le mur de Tervoux non chargé déterminées sur la surface non exposée par la technique DIC. Les résultats révèlent un déplacement symétrique vers le feu, avec deux axes de symétrie suivant les axes X et Y passant par le centre du mur. Le déplacement le plus important se produit au centre du mur, diminuant vers les bordures. La position exacte des LVDTs est présentée dans la FIGURE 1, et les résultats indiquent que le LVDT placé au milieu du mur a enregistré le déplacement hors-plan maximal.

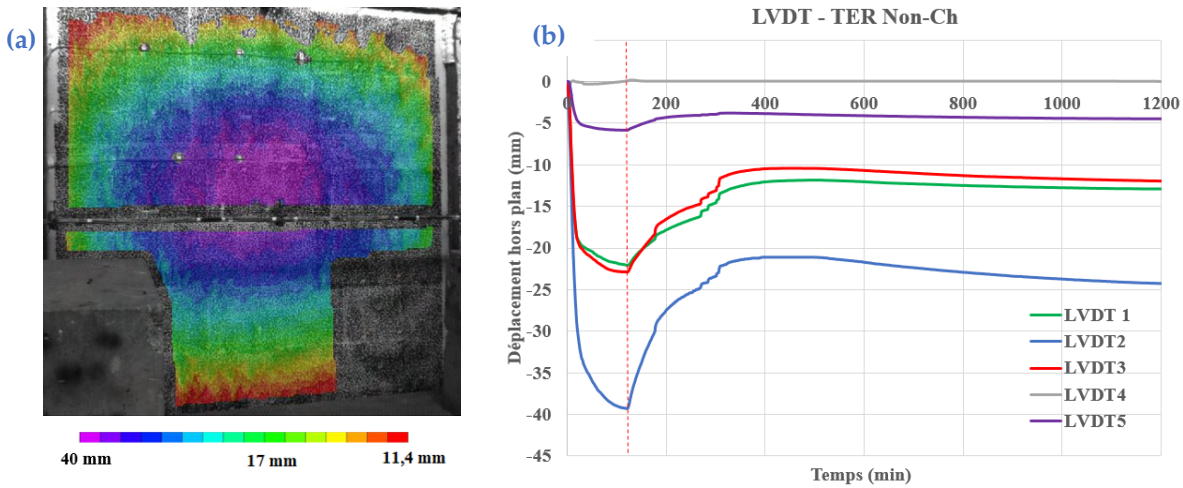


FIGURE 3. (a) Le contour du déplacement hors-plan sur le côté non exposé après 120 minutes de chauffage ; (b) l'évaluation du déplacement hors-plan dans le cas de Tervoux Non Chargé

De plus, les murs non chargés présentent généralement un déplacement hors-plan plus élevé par rapport aux murs chargés. Exception faite du mur Saint-Leu, où la différence de charge entre les

tests non-chargé et chargé est minimale. Le déplacement hors-plan augmente initialement, puis diminue par la suite dans la phase de refroidissement. À la fin de la phase de chauffage, la déflexion maximale est observée pour le mur non chargé de Tervoux (39 mm), suivi du mur non chargé de Massangis (32,7 mm), tandis que le mur chargé de Massangis montre la plus petite déflexion (9 mm). Ces observations montrent également la formation d'une courbure vers la source de chaleur.

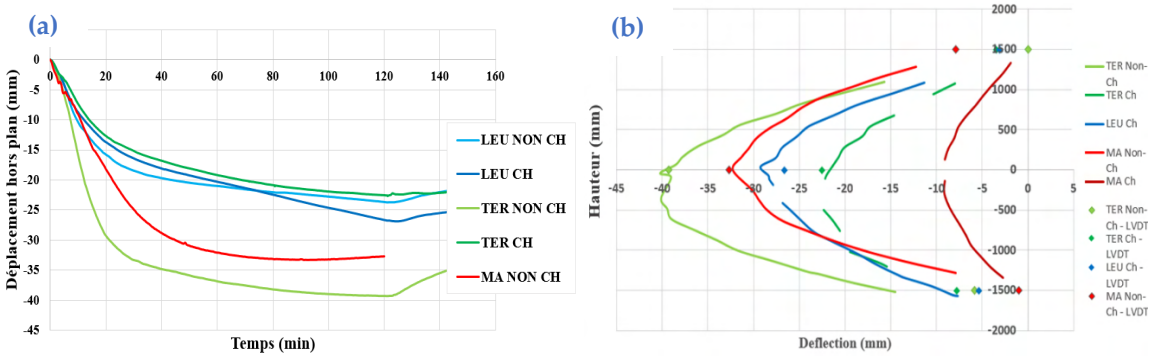


FIGURE 4. (a) L'évaluation du déplacement hors-plan obtenu par LVDT au centre du mur pendant le chauffage dans les murs ; (b) Profils de déformation le long de la hauteur à mi- largeur des murs à la fin du chauffage par les résultats des LVDTs et la DIC

Au début de la phase de refroidissement, les murs présentent une diminution du déplacement hors-plan, avec une réversibilité variant entre 45 % et 94 % pour tous les murs, sauf pour les murs de Massangis, qui montrent une réversibilité quasiment totale.

En résumé, après avoir observé les murs pendant deux semaines après l'essai, les fissures observées et la dégradation du côté exposé des murs peuvent être expliquées par la partie du mur qui a été exposée à des températures dépassant 730°C, comme le montre la FIGURE 2 (et la FIGURE 5). Environ 10 mm du mur ont atteint des températures supérieures à 730°C, déclenchant une réaction de décarbonatation qui a libéré du CO_2 et du CaO. Au contact de l'humidité, ces substances ont réagi pour former de la Portlandite, $Ca(OH)_2$, provoquant une expansion du matériau et potentiellement des fissures. Ce phénomène est progressif et se développe sur plusieurs jours suivant l'essai. Cette dégradation, associée à la réversibilité des déplacements hors plan observés dans les murs, met en évidence l'interaction complexe entre les effets thermiques, les propriétés des matériaux et le comportement structural dans des conditions d'incendie.

III. MODÉLISATION NUMÉRIQUE

La modélisation numérique réalisée a pour objectif l'étudier l'influence des propriétés thermomécanique des pierres ainsi que les conditions aux limites sur le déplacement hors plan des murs, lors des essais de chauffage. Ainsi, des calculs thermomécaniques par méthode des éléments finis ont été réalisés à l'aide de Code-Aster (www.code-aster.org), un logiciel de simulation numérique en mécanique des structures développé par la société EDF (Electricité de France). La modélisation thermomécanique a été réalisée uniquement pour les murs chargé et non chargé en pierre de Tervoux.

III-I. MODÉLISATION THERMIQUE

La modélisation thermique effectuée repose sur la réalisation d'un bilan d'énergie, et l'expression de la loi de Fourier conduit à l'équation générale de conduction de la chaleur dans un corps supposé homogène :

$$\vec{\nabla}.\left[\lambda(T)\,\vec{\nabla}T\right] + P(\vec{r}) = \rho(T)\,C_P(T)\,\frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

Où T : température en K ; λ : conductivité thermique en $W.m^{-1}.K^{-1}$; ϱ : masse volumique en $kg.m^{-3}$; P : énergie produite au sein même du matériau en $W.m^{-3}$ (pas considérée dans cette étude numérique) ; C_P : capacité thermique massique en $J.kg^{-1}.K^{-1}$

Les paramètres thermiques utilisés dans la modélisation (capacité thermique spécifique et conductivité thermique) sont fonction de la température [19].

En ce qui concerne les conditions aux limites thermiques, une condition aux limites de convection a été considérée sur les deux surfaces exposées et non exposées. La surface chauffée est exposée à la courbe de chauffage enregistrée dans le four avec un coefficient de convection H=200 $W.m^{-2}$ et la surface non chauffée est exposée à une température constante de 25°C avec un coefficient H= 5 $W.m^{-2}$.

La FIGURE 5 présente la comparaison entre les températures mesurées expérimentalement et celles prédites numériquement lors de chauffage pour les deux murs de Tervoux. En général, les températures prédites sont en bon accord avec les températures mesurées pour toute la durée d'exposition.

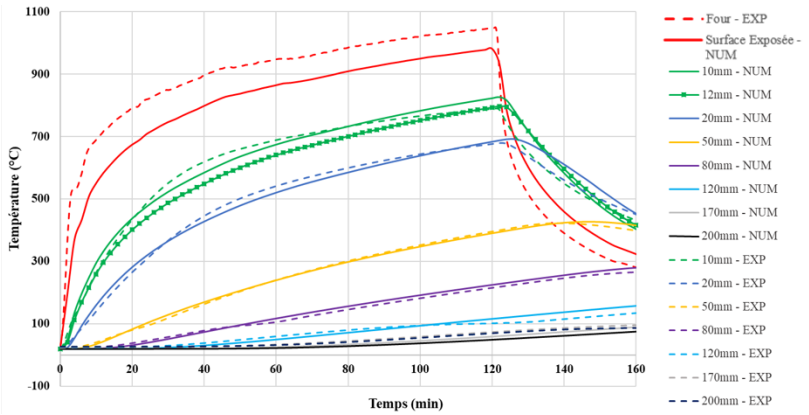


FIGURE 5. Températures mesurées dans l'épaisseur du mur dans les essais du Tervoux et avec la modélisation

III-II. MODÉLISATION MÉCANIQUE

Afin d'évaluer l'effet des conditions aux limites ainsi que les propriétés thermomécaniques des pierres sur le comportement global des murs exposés à des températures élevées, une loi de comportement thermoélastique a été considérée. L'impact de la présence de joints de mortier sur le comportement global de murs a été tout d'abord évalué en considérant deux modèles : l'un en prenant en compte les blocs en pierre et le mortier ainsi que leurs propriétés en fonction de la température (hétérogène), et l'autre modèle considère les propriétés de la pierre pour l'ensemble du mur (homogène) (FIGURE 6). En considérant la condition de symétrie, uniquement un quart du mur a été modélisé.

Les deux modèles ont considéré les mêmes conditions aux limites. Les résultats de déplacement hors plans ont montré l'absence d'une différence significative entre les deux modèles. Par conséquent, on peut conclure que la présence d'un joint de mortier d'un centimètre entre les blocs dans un mur de 3 mètres n'a pas d'influence notable sur le comportement global du mur lorsqu'il s'agit de la modélisation thermoélastique.

Pour examiner l'effet des conditions aux limites, la suite de la modélisation a pris en compte le modèle homogène.

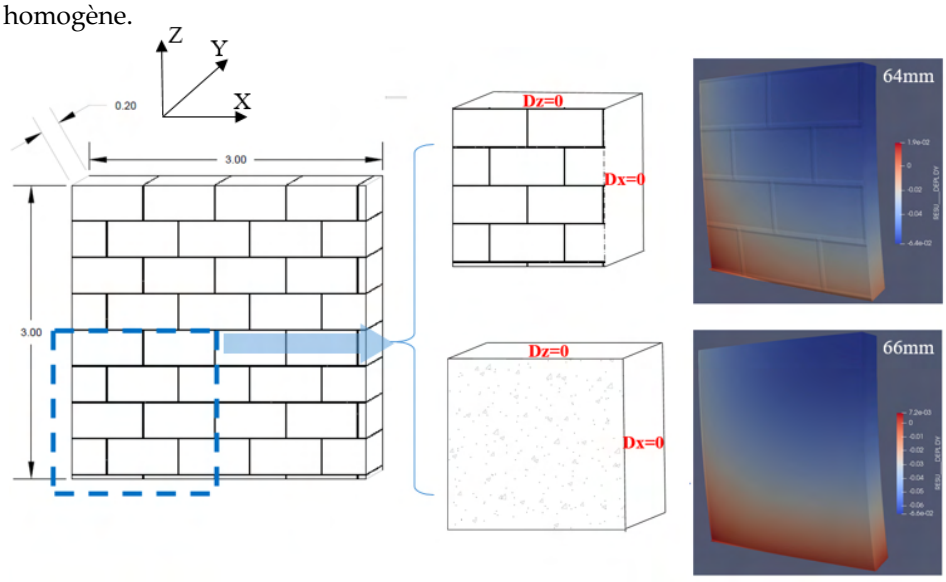


FIGURE 6. Modélisation d'un quart du mur avec et sans les joints de mortier pour évaluer l'effet des joints mortiers

Les murs ont été monté dans un cadre en U et une poutre est placée sur la surface supérieure du mur. La poutre supérieure est bloquée selon les trois directions, tandis que le cadre a la possibilité de se déplacer verticalement. Pour évaluer l'impact des conditions aux limites, trois configurations ont été comparées en modélisant un demi-mur avec la condition de symétrie en X imposée sur la surface verticale au milieu du mur (FIGURE 7) :

- Configuration I : La surface supérieure du mur a été bloquée dans les trois directions (X, Y et Z), tandis que la surface inférieure a été bloquée uniquement dans les directions X et Y et libre en direction Z (FIGURE 7- a , Config.I).
- Configuration II : Les déplacements ont été bloqués dans les trois directions sur la ligne centrale de la surface supérieure du mur, ainsi que dans les directions X et Y sur la ligne centrale de la surface inférieure (FIGURE 7- a , Config.II).
- Configuration III : Les mêmes conditions aux limites de la deuxième configuration sont imposées sur les deux lignes frontales (les lignes communes entre les surfaces et la surface chauffée) (FIGURE 7- a , Config.III).

L'objectif de considérer ces trois configurations est d'évaluer l'impact des conditions aux limites sur la distribution et la valeur du déplacement hors plans maximal du mur. Par ailleurs, l'influence de la perte de module de l'élasticité de la pierre avec la température sur le comportement thermomécanique des murs a été évalué en considérant deux distributions différentes des modules en fonction de la température, E1 les modules déterminés en résiduel et E2 à chaud. La baisse de module en fonction de la température est plus importante pour les essais à chaud. Les schémas de la déformé d'un mur non chargé à la fin de phase de chauffage pour les différentes configurations sont présentés sur la FIGURE 7. La configuration I présente un schéma de déformé excentré qui s'éloigne du schéma symétrique observé expérimentalement.

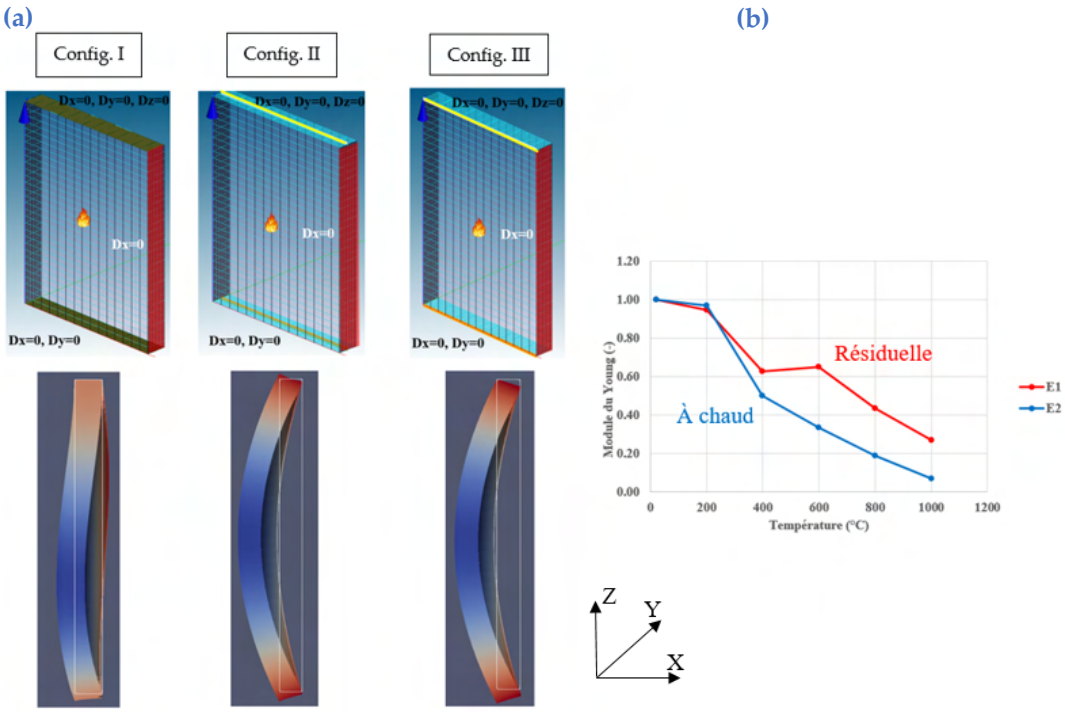


FIGURE 7. **(a) Les 3 configurations et la déformée du mur après le chauffage ; (b) L'évolution du module du Young résiduel (E1) et à chaud (E2) en fonction de la température**

Le TABLEAU 2 présente les valeurs de déplacement hors plan maximal du mur à la fin de la phase de chauffage pour les trois configurations avec les deux courbes d'évolution de module d'élasticité. Il est à noter que les valeurs de la configuration I sous-estime largement le déplacement hors plan enregistré lors des essais de chauffage. Pour les deux autres configurations les schémas de déformé sont quasiment similaires et correspondent au schéma observé expérimentalement. Cependant, le déplacement hors plan est surestimé par ces deux configurations. Ces résultats montrent que pour reproduire le schéma de déformé obtenu expérimentalement il faudrait laisser la possibilité de rotations aux deux surfaces de contact supérieure et inférieure. Cependant, la surestimation de déplacement par les deux configurations II et III indique que cette rotation n'est pas complétement libre. En effet la présence de la couche de mortier entre le mur et le cadre pourrait contribuer à une adhérence entre le mur et cadre et ainsi à une rotation partiellement empêchée des surfaces de contact.

Pour modéliser le mur chargé en pierre de Tervoux, la configuration III a été considérée avec une contrainte de 2,35 MPa appliquée à la surface inférieure du mur, simulant la charge appliquée par des vérins sous la poutre inférieure du cadre. La différence importante de déplacement hors plan mesurée entre les mur chargé et non chargé n'a pas pu être reproduit par la modélisation. Cette divergence entre les résultats expérimentaux et numériques peut être expliquée en partie par le fait que la charge mécanique est appliquée numériquement sur toute la surface de contact tout au long du chauffage malgré la rotation de celle-ci. En effet à cause de la rotation de la surface inférieure du mur, au cours du chauffage, la surface de contact entre le cadre et le mur se réduit. En d'autres termes, il y a une progression du décollement du mur par rapport au cadre, du côté de la surface non chauffée vers la surface chauffée. Ceci mène à une excentricité de charge et par conséquent à une augmentation de la contrainte sur le côté chauffé de mur.

TABLEAU 2. Comparaison des déplacements entre l'essai expérimental et les configurations modélisées

Condition aux limites	Déplacement hors plan maximum (mm)	Écart expérimentale - numérique
Tervoux Non chargé (Exp)	*39*	-
Tervoux Chargé (Exp)	*22,5*	-
Config I , Non chargé– E1	19	0,49
Config II , Non chargé– E1	53	1,36
Config II , Chargé– E1	51	2,67
Config III , Non chargé– E1	52	1,34
Config I , Non chargé– E2	15	0,38
Config II , Non chargé– E2	42	1,08
Config III , Non chargé– E2	42	1,08

Pour modéliser d'une part l'adhérence entre le mur et le cadre et d'autre part l'excentricité de chargement mécanique au cours de chauffage, un système de ressorts a été utilisé (FIGURE 8). Il y a 336 ressorts sur la surface supérieure du mur, simulant la couche supérieure de mortier. Chaque ressort est un élément discret avec une extrémité bloquée en X, Y et Z et l'autre extrémité fixée sur la surface supérieure du mur. De plus, il y a 336 ressorts sur la surface inférieure avec une longueur de 2 cm pour simuler la couche de mortier entre le mur et la poutre inférieure. Il faut noter que la poutre modélisée est une poutre rigide qui peut se déplacer verticalement (FIGURE 1-c).

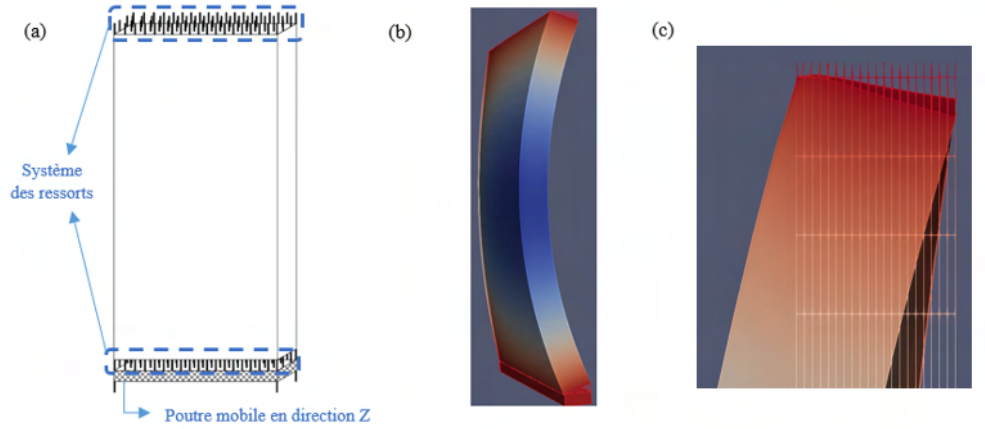


FIGURE 8. (a) Le schéma du mur modélisé avec le système des ressorts, le schéma déformé du mur (b) non chargé et (c) chargé après le chauffage

La rigidité des de ressorts est déterminée en considérant l'épaisseur de chaque couche de mortier et le module de Young du mortier. Un comportement élastique en compression et élastique parfaitement plastique en traction a été considéré pour l'ensemble des ressorts (FIGURE 9-b). Il est à noter que les ressorts situés du côté exposé du mur travaillent en compression et les autres ressorts en traction.

Une résistance en traction de 2 MPa a été fixée, la FIGURE 9-a compare l'évolution du déplacement expérimental et numérique hors plan avec les ressorts au centre de la surface non exposée pour un mur en pierre de Tervoux chargé et non chargé. En prenant en compte le système de ressorts les résultats numériques se rapprochent des résultats expérimentaux dans le cas du mur non chargé et nous avons obtenu une différence plus significative entre le mur chargé et non chargé. Cependant, le déplacement hors plan dans le cas du mur chargé est encore surestimé par la modélisation. Cette divergence entre le résultat numérique et expérimental pourrait être réduit en prenant en compte le fluage thermique transitoire.

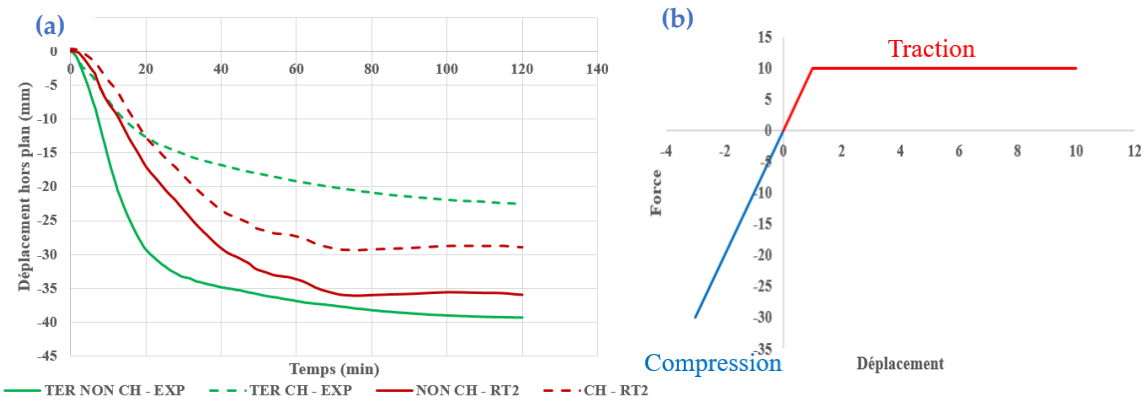


FIGURE 9. (a) Comparaison du déplacement hors plans au centre du mur entre les essais et la modélisation ; (b) Modèle de comportement des ressorts

IV. CONCLUSION

Cette étude approfondit notre compréhension du comportement thermomécanique des murs en pierre calcaire face aux incendies, en combinant des essais expérimentaux à l'échelle 1 et des simulations numériques. La phase expérimentale met en lumière sur l'influence du chargement et, du module de Young des pierres calcaire sur l'amplitude de la déformée thermique. Il est important de noter que l'ensemble des six murs testés ont résisté pendant deux heures de chauffage sans rupture ; seule une dégradation des matériaux due à la température a été observée. De plus, pour l'ensemble des six murs, seulement une partie des déplacements hors plan était réversible, ce qui est une information importante pour le dimensionnement de la capacité portante résiduelle des structures après incendie.

En outre, la modélisation par éléments finis en 3D de mur en maçonnerie souligne l'importance des conditions aux limites lors de l'essai thermique ainsi que des valeurs des propriétés mécaniques en fonction de la température. Nos recherches futures intégreront les interactions entre le mortier et la pierre pour enrichir la compréhension des mécanismes d'endommagement, enrichissant ainsi nos connaissances sur le comportement des maçonneries en pierre en conditions de température élevée.

V. REMERCIEMENT

Les auteurs expriment leur gratitude envers les partenaires du projet POSTFIRE pour les discussions techniques fructueuses, notamment la société ROCAMAT pour avoir fourni les blocs de calcaire et érigé les murs, ainsi que l'équipe du CSTB impliquée dans la réalisation des tests. Des remerciements spéciaux à M. Charuel, M. Cruz et L. Gontier. Nous remercions également l'Agence Nationale de la Recherche (ANR) pour son soutien financier, ouvrant la voie à une collaboration

scientifique avec le CY Cergy Université, le CTMNC, ROCAMAT, le LRMH, le CSTB et l'Université d'Orléans.

VI. RÉFÉRENCES

[1] S. Russo, F. S. (2013). Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties. *Fire Saf. J. 55*, 69–86.

[2] Cooke, G. (1988). Thermal bowing and how it affects the design of fire separating constructions. *Fourth Int. Fire Conf. 22–24, March* (pp. pp. 230-236). Church College Cambridge: Interflam 88.

[3] A. Nadjai, M. O. (2006). Compartment Masonry Walls in Fire. *Fire Technology*, 211-231.

[4] Lawrence S, G. N. (1987). The fire resistance of masonry walls, an overview. *First Natl Struct Eng Conf Melb*, (pp. pp. 8-26).

[5] Ingham, J. P. (2009). Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures. *Materials Characterization 60*, 700-709.

[6] Martin Vigroux, J. E.-L. (2021). High temperature behaviour of various natural building stones. *Construction and Building Materials*.

[7] Byrne. (1979). Fire resistance of load-bearing masonry walls. *Fire Technology*, 15:180-8.

[8] Shields T, O. D. (1988). Thermal bowing of a model brickwork panel. *Dublin. Int. Brick/Block Mason. Conf*, (pp. (pp. 846-56)). Dublin.

[9] Laverty D, N. A. (2000). Modelling of thermo-structural response of concrete masonry walls subjected to fire. *Appl Fire Sci*, pp. 10:3–19.

[10] Nguyen T-D, M. F. (2012). Behavior of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1: experimental analysis. *Fire Safty*, pp. 52:55–64.

[11] 12. Pham, D. T., Donval, E., Pinoteau, N., Pimienta, P., Pallix, D. (2022). Test of loaded and unloaded natural stone masonry walls exposed to fire, Materials and Structures/Materiaux et Constructions, 55/9, November 2022, art. 229

[12] 13. Donval, É. (2024). Résistance au feu des murs de maçonnerie en pierre naturelle. PhD thesis.

[13] Gnanakrishnan N, L. R. (1989). Some aspects of the fire performance of single leaf masonry construction . *International Symposium on Fire Engineering for Building Structures and Safety, 89/16*, (pp. pp. 93–99). Melbourne.

[14] Dhanasekar M, C. V. (1994). A numerical model for thermal bowing of masonry walls. *Tenth Int. Bric kBlock Masonary Conf.* Calgari.

[15] Nadjai A, O. M. (2003). A numerical model for the behaviour of masonry under elevated temperatures. *Fire Materails*, 27:163–82.

[16] Nguyen T-D, M. F. (2014). Behavior of hollow clay brick masonry walls during fire. Part 2: 3D finite element modeling and spalling assessment. *Fire Safty*, pp. 66:35–45.

[17] 18. Pierre Pimienta; Armita Obaie; Elodie Donval; Duc Toan Pham; Albert Noumowe; Javad Eslami; Dashnor Hoxha. (2023). Fire behaviour of limestone masonry during and after fire, IFireSS 2023 – International Fire Safety Symposium. Rio de Janeiro, Brazil.

[18] 20.1, N. D. (2020). *Ouvrages en maçonnerie de petits éléments – parois et murs.*

[19] Ayoub Daoudi, J. E.-L. (2024). Experimental characterication of physical, thermaln transport and mechanical properties of 13 French limestones, *Building Engineering*.

Déformations instantanées et différées de bétons à forte teneur en additions minérales

Suzanne LE THIERRY[1], Thomas DUVAL[1], François JACQUEMOT[1]

[1] *CERIB, Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton, Epernon, France*

RESUME

Avec l'entrée en vigueur de la règlementation environnementale RE2020, il est nécessaire que l'Industrie du Béton dispose d'un panel de solutions pour la production de produits préfabriqués à faible impact environnemental. Les émissions de gaz à effet de serre liées à la production d'un élément en béton proviennent très majoritairement du liant, et en particulier du clinker. La substitution du clinker par des additions minérales est une piste prometteuse pour la réduction des émissions de CO_2 des bétons.

Cette communication, issue d'un programme expérimental visant à caractériser les propriétés de plusieurs bétons bas carbone, présente des résultats relatifs aux propriétés de déformations instantanées et différées de bétons à forte teneur en addition minérales (calcaire, laitier de haut-fourneau, métakaolins). Le béton de référence, à base de ciment de type CEM II/A-LL et dont le dosage en eau est le plus élevé, présente un retrait et un fluage plus élevés et un module d'élasticité légèrement plus faible que les bétons bas carbone. Les résultats confirment par ailleurs l'influence du rapport eau sur liant (ou du dosage en eau) sur le module d'élasticité et le retrait. Les résultats du programme expérimental ont également permis de vérifier que les modèles de l'Eurocode 2 pour le module, le retrait et le fluage restent valides pour les bétons bas carbone testés.

Mots-clefs Béton bas carbone, module, retrait, fluage

Modalité de présentation Article et présentation orale

I. INTRODUCTION

Avec l'entrée en vigueur de la règlementation environnementale RE2020, il est nécessaire que l'Industrie du Béton dispose d'un panel de solutions pour réduire l'empreinte environnementale des produits préfabriqués. Deux types de solution existent : la sobriété ou l'économie de matière qui consiste à optimiser la quantité de béton dans les produits et la réduction de l'empreinte carbone du matériau béton lui-même.

Les émissions de gaz à effet de serre liées à la production d'un élément en béton proviennent très majoritairement du liant, et en particulier du clinker. La substitution du clinker par des additions minérales telles que les laitiers, les métakaolins et les additions calcaires est une piste prometteuse pour la réduction des émissions de CO_2 des bétons. Leur intérêt a déjà été mis en valeur par de

nombreux travaux. Les procédés de fabrication dont dispose d'Industrie du Béton, comme les traitements thermiques, sont des leviers efficaces pour l'optimisation des performances, notamment au jeune âge, de ces nouveaux liants.

Les déformations de retrait et de fluage des bétons à faible teneur en clinker sont souvent questionnées et parfois présumées supérieures à celles des bétons traditionnels. L'étude présentée vise à comparer les déformations de retrait et de fluage de bétons à faible teneur en clinker par rapport à celles d'un béton à plus forte teneur en clinker. Cette communication présente des résultats relatifs aux propriétés de déformations de bétons incorporant des additions calcaires, des laitiers de haut-fourneau et des métakaolins de façon comparative avec un béton à base de ciment CEM II/A-LL sans addition.

II. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

A. Influence des laitiers de haut-fourneau sur le retrait et le fluage

D'après certains auteurs, l'utilisation du laitier n'aurait pas d'influence notable sur le retrait de dessiccation (Hooton, 2004). Cette addition aurait en revanche tendance à augmenter le retrait endogène du fait de la modification de la distribution des pores, entraînant une modification des dépressions capillaires (Darquennes, 2009). Pour un rapport eau sur liant constant et un même volume de pâte, la substitution du clinker par du laitier entrainerait une diminution du retrait total (Leemann, 2011) (Yuan, 2015).

On observe une augmentation du fluage avec l'ajout de laitier lors d'essais réalisés avec un chargement à un jour. Le pourcentage de laitier dans le liant (42 et 71 % en masse) ne semble pas influencer le fluage (Darquennes, 2009). Avec un chargement entre 7 et 28 jours, on observe une réduction du fluage avec l'augmentation de la teneur en laitier (de 0 à 35 % en masse du liant) (Cao, 2023).

Le fluage propre des bétons au laitier est guidé par le degré de réaction du laitier au moment du chargement. Lorsque le taux de réaction du laitier augmente, l'ampleur du fluage propre diminue et l'écart des déformations mesurées par rapport à un béton au ciment Portland diminue également (Delsaute, 2020).

B. Influence des métakaolins

La littérature montre que l'utilisation des métakaolins entraine généralement une augmentation du retrait endogène et une diminution du retrait de dessiccation (Brooks, 2001) (Ston, 2019). La diminution du retrait de dessiccation pourrait s'expliquer notamment par l'affinement de la porosité de la pâte qui limite l'évaporation de l'eau (Mosser, 2023).

Le fluage serait également réduit par l'utilisation des métakaolins jusqu'à 15 % (Brooks, 2001) ou 40 % d'incorporation en masse du liant pour un ratio eau/liant (E/L) constant (He, 2023), et notamment dans les mélanges ternaires type LC^3 (Ston, 2019).

Cette réduction pourrait être attribuée à une pâte plus dense et à une meilleure interface pâte/granulats du fait de la formation d'hydrates supplémentaires lors de la réaction pouzzolanique (Brooks, 2001) (He, 2023).

C. Influence des additions calcaires

Il ressort de la littérature que l'effet de l'addition calcaire sur les propriétés de retrait varie en fonction des paramètres de formulation du mélange et de la finesse de l'addition. Des travaux ont montré qu'il n'existait pas de distinctions marquées sur les mesures de retrait selon la quantité de fillers (Joudi-Bahri, 2018) (Bouhamou, 2009).

Pour des taux de substitution faibles et des teneurs en eau constantes des bétons comparés, le retrait endogène n'est pas supérieur à celui d'un béton de référence sans addition calcaire. Pour des taux de substitution élevés, plus la teneur en addition calcaire augmente et plus la teneur en eau au sein du mélange peut être réduite. En associant la réduction du rapport E/L à la substitution d'un ciment Portland par de l'addition calcaire, les amplitudes des retraits endogène et de dessiccation diminuent (Mosser, 2023).

En ce qui concerne le fluage, l'augmentation de la finesse du calcaire entraine une diminution du fluage en réduisant la porosité du béton. Les déformations de fluage augmentent avec l'augmentation de la part de filler dans le mélange de liant pour des bétons à ratio E/L constant (Chabane, 2022).

En substitution du laitier de haut fourneau et pour une même teneur en ciment Portland, l'utilisation d'une addition calcaire entraine une augmentation du retrait endogène et du fluage propre à jeune âge par rapport à un béton n'incorporant pas d'addition calcaire (Delsaute, 2020).

Dans le cas de mélange ternaire pour lesquels le ciment Portland est substitué par du métakaolin et une addition calcaire, le retrait endogène augmente et le retrait de dessiccation diminue avec l'augmentation du taux de substitution. Les différentes réactions d'hydratation des systèmes ternaires entraînent une consommation d'eau plus importante que celles du ciment seul. De ce fait, le béton obtenu est moins sujet à la dessiccation (Ston 2019) (Du, 2020).

D. Influence du dosage en eau

L'augmentation du dosage en eau entraine une réduction du retrait endogène liée à une porosité capillaire plus grossière et une humidité interne élevée. Le retrait de dessiccation est cependant plus élevé (Mosser, 2023).

Au niveau d'une pâte de ciment, le retrait total croit avec le ratio eau/ciment parce que ce dernier détermine la quantité d'eau évaporable dans la pâte de ciment et la vitesse que peut atteindre l'eau pour rejoindre la surface du béton. Il a été démontré que le retrait d'une pâte de ciment est directement proportionnel au ratio eau/ciment entre des valeurs comprises entre 0,2 et 0,6 (Neville, 1995).

De la même façon, les bétons de rapport E/C réduit présentent un fluage de dessiccation plus modéré (Darquennes, 2009).

III. PROGRAMME EXPERIMENTAL

L'objectif du programme expérimental est de comparer les propriétés de déformations instantanées et différées de différents bétons avec de fortes teneurs en additions minérales et d'un béton de référence à base de CEM II/A-LL.

A. Constituants

Les bétons sont à base de ciment CEM II/A-LL 52,5 R composé de 89 % de clinker, 10 % de calcaire et 1 % de constituants secondaires. Ils contiennent des additions minérales : addition calcaire de type A-FM selon la norme NF P 18-508, métakaolin de type A F_M W_M selon la norme NF P 18-513 et laitier de haut-fourneau conforme à la norme NF EN 15167-1 et de classe A au sens de la NF EN 206/CN.

Les caractéristiques principales du ciment et des additions sont présentées dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Caractéristiques du ciment et des additions minérales

	Ciment CEM II/A-LL	Addition calcaire	Métakaolin	Laitier de haut-fourneau
Masse volumique (kg/m³)	3100	2700	2550	2900
Surface spécifique (cm²/g)	5600 (Blaine)	5500 (Blaine)	156500 (BET)	4200 (Blaine)
Indice d'activité à 28 jours selon la norme produit	-	0,76	> 1,02	1,00

Les granulats sont de nature silico-calcaire, alluvionnaires, semi-concassés. Leurs caractéristiques sont fournies dans le tableau 2.

TABLEAU 2. Caractéristiques des granulats

Fraction granulaire	0/4	4/11,2	11,2/22,4
Teneur en fines	4,9 %	-	-
Masse volumique réelle (Mg/m³)	2,57	2,56	2,52
Coefficient d'absorption d'eau	1,2 %	0,9 %	0,8 %

B. Compositions

Quatre formules de béton ont été étudiées :

- Un béton de référence, REF, dont le liant est composé uniquement de ciment CEM II/A-LL (LL10) ;
- Un béton L50 dont le liant est composé à 56 % de ciment CEM II/A-LL et 44 % d'addition calcaire en proportions massiques ;
- Un béton S45L20 dont le liant est composé à 39 % de ciment CEM II/A-LL, 45 % de laitier et 16 % d'addition calcaire en proportions massiques ;
- Un béton Q20L30 dont le liant est composé à 56 % de ciment CEM II/A-LL, 20 % de métakaolin et 24 % d'addition calcaire en proportions massiques.

La composition des liants est représentée sur les diagrammes ternaires des figures 1 et 2.

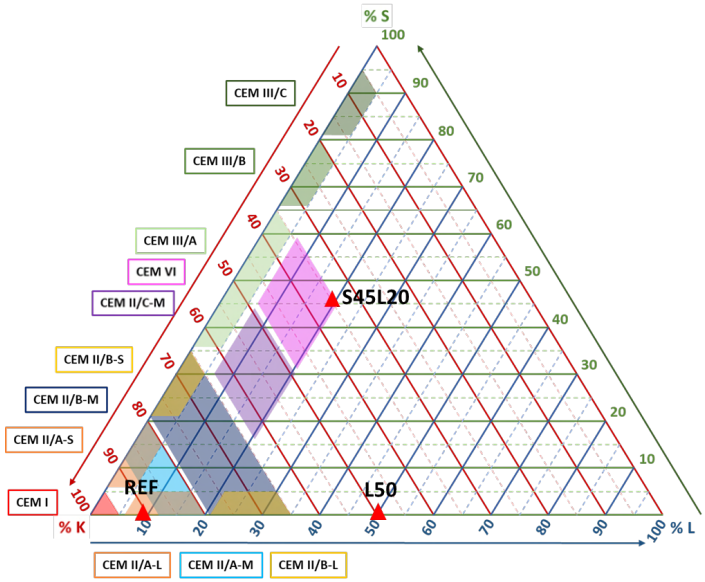


FIGURE 1. Composition des liants dans le diagramme clinker (K), laitier (S), calcaire (L)

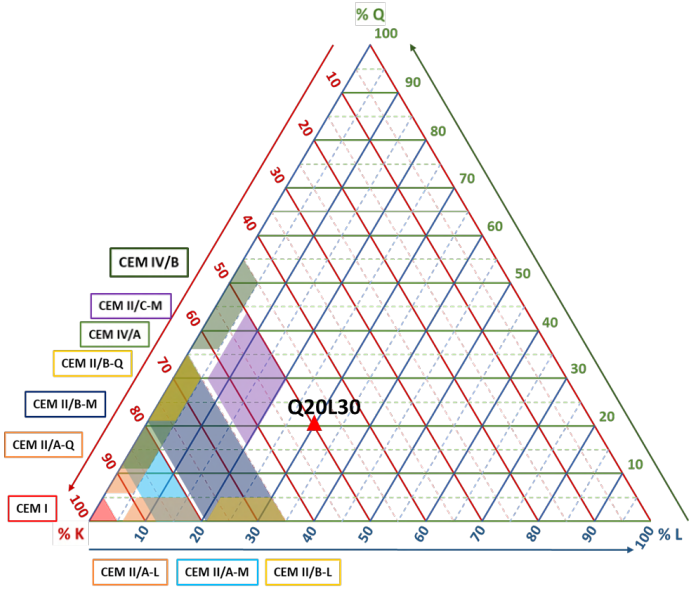


FIGURE 2. Composition des liants dans le diagramme clinker (K), argile calcinée (Q), calcaire (L)

Les bétons ont une teneur en liant total de 320 kg/m³. La teneur en eau efficace a été ajustée afin que les bétons se situent dans la même classe de résistance et présentent par ailleurs des propriétés de durabilité satisfaisantes. Ces performances ont été vérifiées lors d'une étude expérimentale préalable. L'adjuvantation a été ajustée afin d'obtenir un affaissement du béton frais de 190 ± 30 mm à 5 minutes.

Les formulations ainsi que les propriétés à l'état frais sont détaillées au tableau 3.

TABLEAU 3. Composition des bétons

	REF	L50	S45L20	Q20L30
Proportions massiques				
CEM II/A-LL 52,5 R	320	178	126	180
Laitier	0	0	144	0
Métakaolin	0	0	0	64
Addition calcaire	0	142	50	76
Sable 0/4	917	993	936	949
Gravillons 4/11	459	497	468	474
Gravillons 11/22	388	420	396	401
Superplastifiant	3,0	10,8	2,9	7,2
Eau efficace	176	121	160	144
Liant total	320	320	320	320
E_{eff}/L_{total}	0,55	0,38	0,50	0,45
Volume de pâte (L/m³)	327	272	314	305
Caractérisations à l'état frais				
Masse volumique (kg/m³)	2340	2380	2320	2350
Teneur en air (%)	2,8	2,4	2,9	2,8
Affaissement (mm)	190	200	160	220

C. Modes opératoires

Les bétons ont été fabriqués en laboratoire sur un malaxeur planétaire de volume 80 litres. La masse volumique à l'état frais a été mesurée selon la norme NF EN 12350-6. L'essai de teneur en air a été réalisé selon la norme NF EN 12350-7. L'essai d'affaissement a été réalisé à 5 minutes selon la norme NF EN 12350-2. Les éprouvettes ont été démoulées à l'âge de 24 heures puis conservées en chambre humide à 20 °C et une humidité relative supérieure à 95 % jusqu'au démarrage des essais.

La masse volumique à l'état durci et la porosité accessible à l'eau ont été mesurées à 90 jours sur trois éprouvettes suivant la norme NF P18-459.

La résistance en compression a été mesurée à 7 et 28 jours sur trois cylindres de diamètre 100 mm et de hauteur 300 mm à chaque échéance suivant la méthode de la norme NF EN 12390-3. Le module d'élasticité a été mesuré à 28 jours sur trois cylindres de diamètre 100 mm et de hauteur 300 mm suivant la méthode B de la norme NF EN 12390-13.

Le retrait total et le retrait endogène ont été mesurés selon la norme NF EN 12390-16 :

- à partir du démoulage à l'âge de 24 heures sur trois prismes de 100 mm de côté et 400 mm de longueur par condition , durant 6 mois ;
- à partir de l'âge de 28 jours sur trois cylindres de diamètre 100 mm et de hauteur 300 mm par condition, durant un an.

Le fluage en compression uniaxiale a été mesuré selon la norme NF EN 12390-17. Le fluage total et le fluage endogène ont été mesurés sur deux cylindres de diamètre 100 mm et de hauteur 300 mm par condition à partir de l'âge de 28 jours durant un an. Les essais de retrait et de fluage ont été réalisés dans un laboratoire maintenu à 20 °C et 50 % d'humidité relative. Les déformations sont mesurées avec une précision de 50 µm/m.

Les mesures de retrait et de fluage ont été analysées suivant la partie 1 de l'Eurocode 2 (version de 2005 et projet de 2023), en vue d'une application de ces bétons à des produits du bâtiment.

IV. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Porosité et masse volumique

Les résultats des mesures de porosité accessible à l'eau et de masse volumique à l'état durci à 90 jours sont présentés au tableau 4.

TABLEAU 4. Masse volumique et porosité des bétons de l'étude

	REF	L50	S45L20	Q20L30
Masse volumique (kg/m³)	2190	2290	2190	2200
Porosité (%)	14,4	10,9	13,6	14,3

La porosité du béton L50 est particulièrement basse du fait de son faible rapport eau sur liant et de son faible volume de pâte. La porosité du béton Q20L30 est plus élevée que celle du béton S45L20 et très proche de celle du béton REF.

B. Compression et module

Les résultats des mesures de résistance en compression et de module d'élasticité sont présentés sur les graphiques des figures 3 et 4. Les modules d'élasticité mesurés sont comparés avec les estimations proposées par le tableau 3.1 de l'Eurocode (2005) et l'équation 5.1 du projet d'Eurocode (2023) :

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3}$$

où k_E est un facteur d'ajustement dépendant des granulats pouvant être pris égal à 9500 pour des granulats de quartzite.

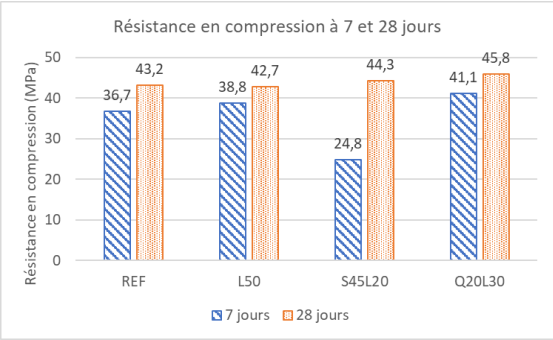


FIGURE 3. Résultats des mesures de résistance en compression à 7 et 28 jours sur cylindres de diamètre 100 mm et hauteur 300 mm

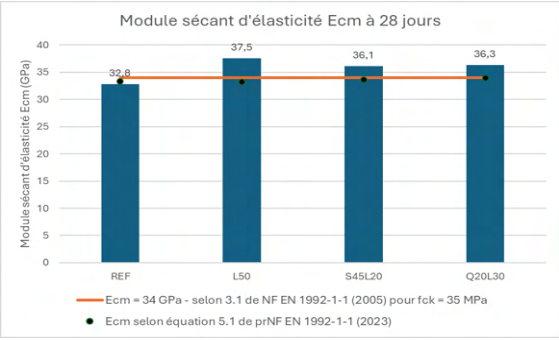


FIGURE 4. Résultats des mesures de module d'élasticité à 28 jours

Les performances mécaniques des bétons à 28 jours sont homogènes. On note une résistance en compression à 7 jours plus faible pour le béton S45L20, qui contient du laitier de haut-fourneau et dont la montée en résistance est plus lente. Il a été choisi de comparer ici les performances des bétons à l'âge de 28 jours afin de se conformer à la définition des classes de résistance suivant la norme NF EN 206+A2/CN.

Les modules d'élasticité des bétons à forte teneur en addition minérale sont environ 10 % plus élevés que celui du béton de référence REF. Ce résultat peut s'expliquer par leur rapport eau efficace sur liant plus faible qui entraine un plus faible volume de pâte et potentiellement une pâte plus dense et donc plus rigide ainsi qu'une auréole de transition moins prononcée. Les modules mesurés sont cohérents avec le module calculé suivant l'Eurocode 2 (tableau 3.1 de NF EN 1992-1-1 : 2005 ou équation 5.1 du prNF EN 1992-1-1 : 2023).

C. Retrait

Les déformations de retrait total, endogène et de dessiccation des bétons, mesurées à partir du démoulage des éprouvettes (à t = 24 heures) sont représentées sur les graphiques des figures 5 à 8. La plage des déformations mesurées sur les éprouvettes est inférieure à 60 µm/m pour les déformations allant jusqu'à 400 µm/m et à 15 % au-delà, comme recommandé au paragraphe 8 de la norme NF EN 12390-16.

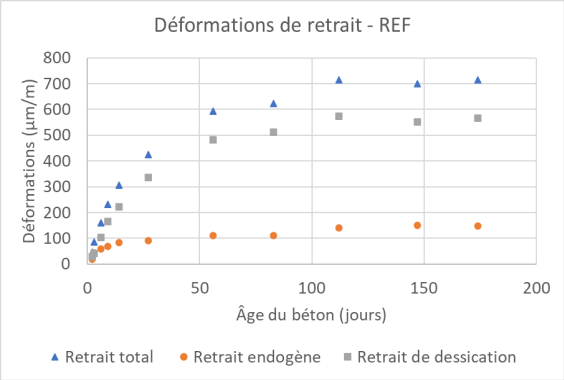


FIGURE 5. Déformations de retrait du béton REF – à partir de t = 24h

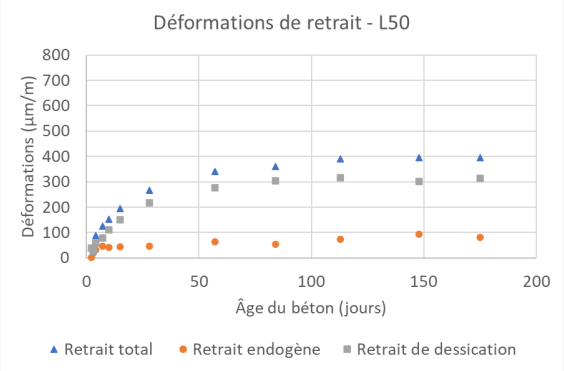


FIGURE 6. Déformations de retrait du béton L50 – à partir de t = 24h

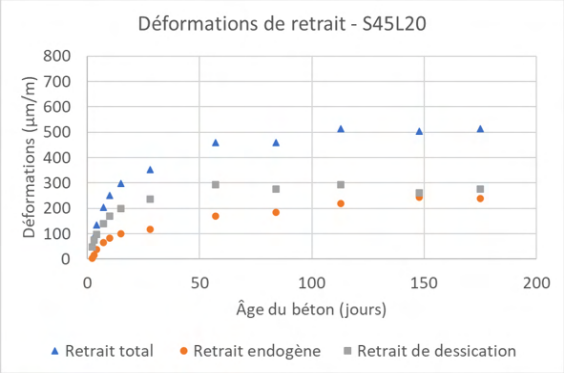


FIGURE 7. Déformations de retrait du béton S45L20 – à partir de t = 24h

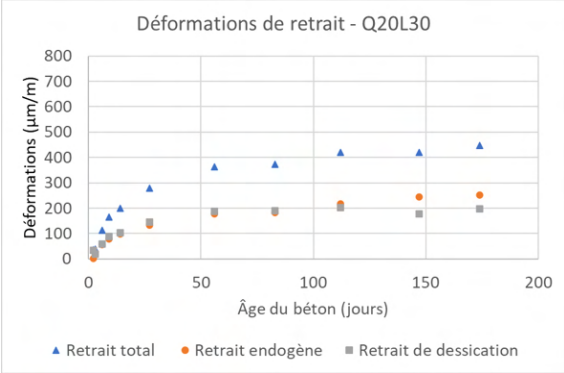


FIGURE 8. Déformations de retrait du béton Q20L30 – à partir de t = 24h

Le béton de référence REF présente le plus fort retrait total, le béton L50 le plus faible. L'amplitude du retrait total semble directement correlée au dosage en eau du béton.

Les retraits endogènes des bétons S45L20 et Q20L30 sont plus élevés que ceux des bétons REF et L4, du même ordre de grandeur que leur retrait de dessiccation. Pour les bétons REF et L50, le retrait de dessiccation est bien supérieur au retrait endogène. Ces résultats sont cohérents avec la littérature.

On note que le béton S45L20, à base de laitier de haut-fourneau, présentait une faible maturité au lancement de l'essai à 24 heures, du fait de l'hydratation plus lente du laitier.

Il est précisé qu'aucune fissure n'est visible sur les éprouvettes des bétons testés.

Les mesures de retrait présentées ci-dessus ont été comparées avec les valeurs de retrait calculées suivant l'Eurocode 2 – Partie 1-1 (AFNOR, 2005). Celui-ci distingue différents cas de figure, avec l'utilisation d'un coefficient qui dépend de la classe de résistance du liant. La version de l'Eurocode de 2005 distingue trois classes de ciment :

- Classe R : ciments de classes de résistance CEM 42,5 R, CEM 52,5 N ou CEM 52,5 R
- Classe N : ciments de classes de résistance CEM 32,5 R ou CEM 42,5 N
- Classe S : ciments de classe de résistance CEM 32,5 N

Le ciment utilisé dans l'étude, un CEM II/A-LL 52,5 R, correspond à la classe R. Toutefois, les liants totaux des bétons L50, S45L20 et Q20L30 engendrent une faible teneur en clinker et pourraient être assimilés à des ciments de classe N ou S.

Dans la future version de l'Eurocode, les classes sont nommées CR, CN et CS et reprennent les classe R, N et S pour ce qui concerne les classes de résistance des ciments. Une précision est ajoutée dans le cas de l'utilisation d'un mélange de ciment et d'addition de laitier ou de cendres volantes. Néanmoins, dans la présente étude, à l'exception du béton de référence, dont le liant correspond à la classe CR, les autres bétons ne peuvent être directement reliés aux catégories définies. Au vu de leurs teneurs en clinker, ils pourraient être assimilés à la classe CN, voire CS.

Les graphiques des figures 9 à 11 présentent les déformations de retrait calculées suivant les deux versions de l'Eurocode en considérant respectivement un ciment de classe R ou CR , N ou CN et S ou CS pour un béton de classe de résistance C35/45, ainsi que les plages d'incertitude de plus ou moins 30 % définies par l'Eurocode.

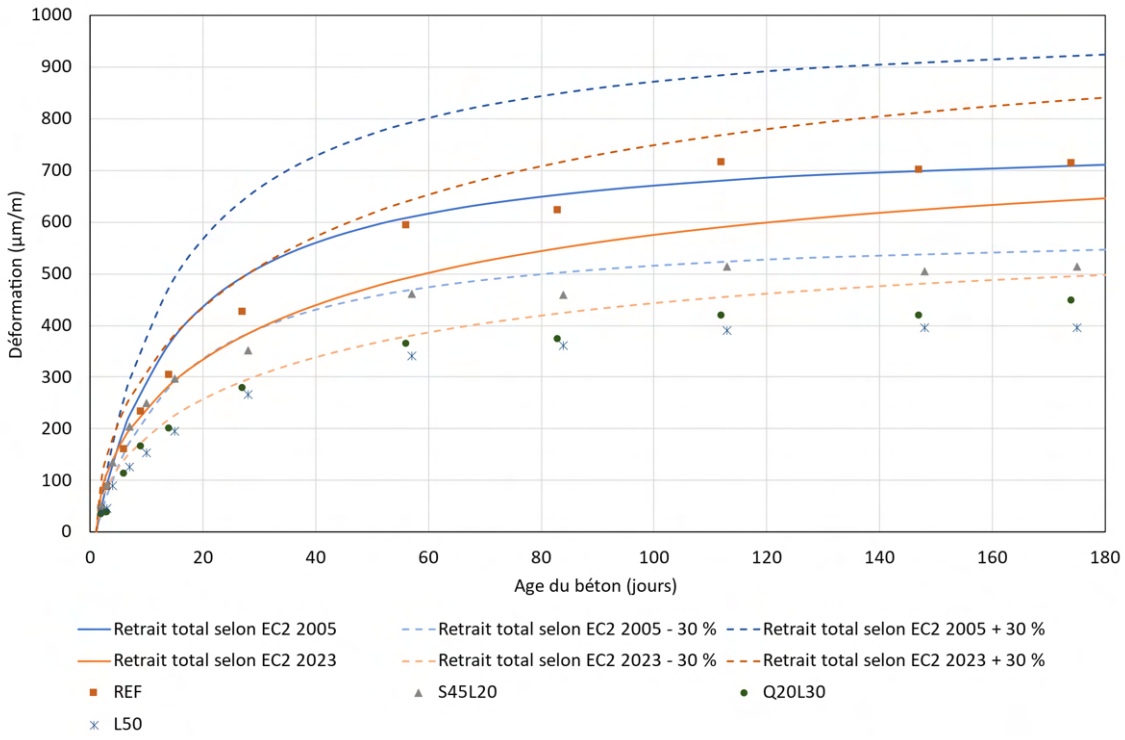


FIGURE 9. Déformations de retrait total en considérant un liant de classe R ou CR

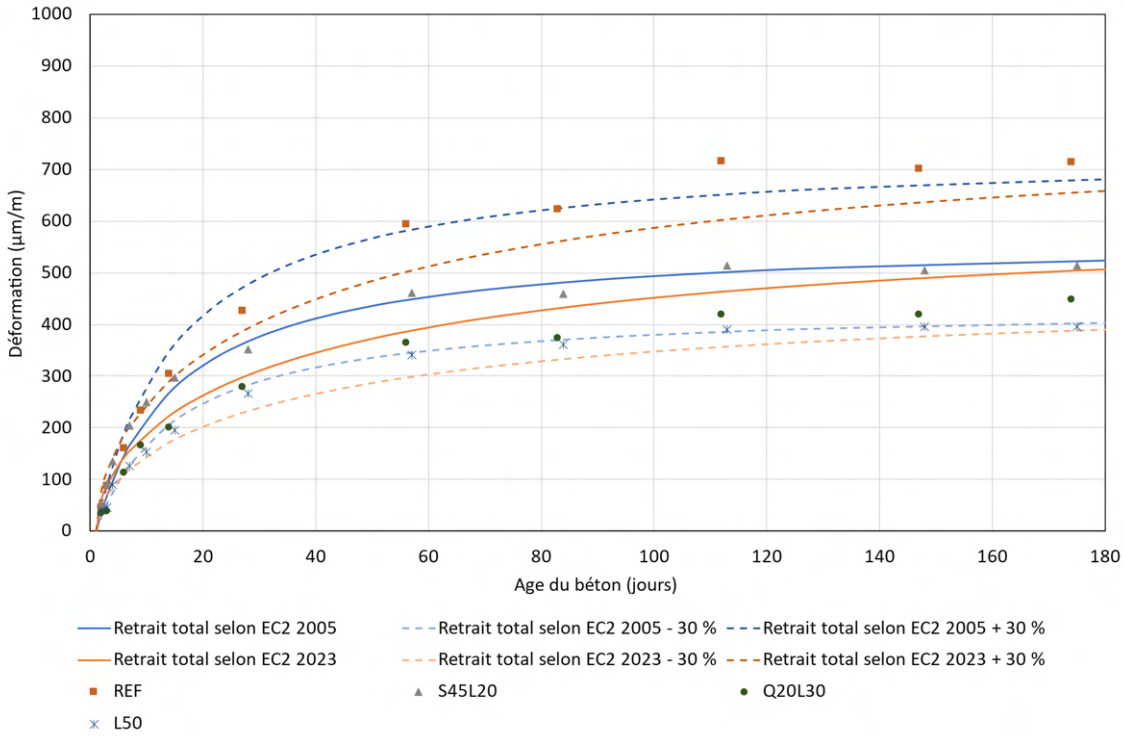


FIGURE 10. Déformations de retrait total en considérant un liant de classe N ou CN

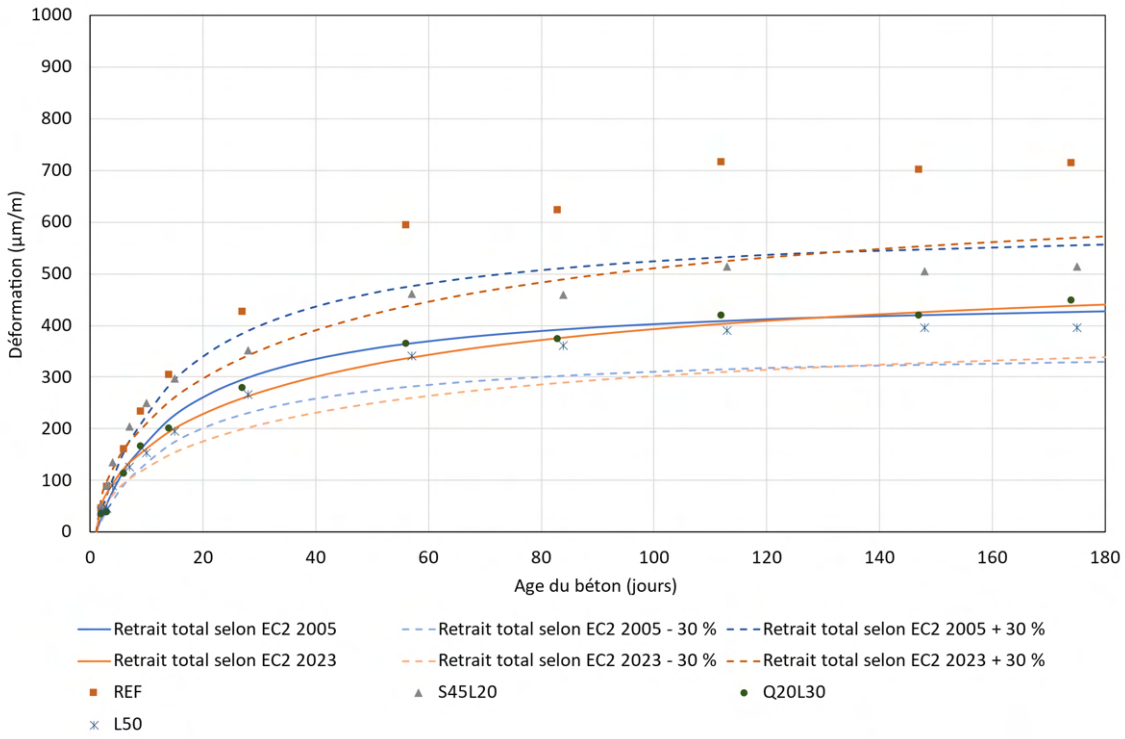


FIGURE 11. Déformations de retrait total en considérant un liant de classe S ou CS

Les calculs menés suivant la version de l'Eurocode de 2005 aboutissent à des déformations de retrait total plus élevées que la future version.

Les déformations mesurées sur le béton REF sont cohérentes avec les calculs des deux versions de l'Eurocode pour un ciment de classe R ou CR (figure 9). Les déformations mesurées sur les bétons à forte teneur en additions sont plus cohérentes avec l'hypothèse d'un liant de classe N/CN (figures 10 et 11), pour le béton S45L20 et un liant de classe S/CS pour les bétons L50 et Q20L30.

Par ailleurs, des essais de retrait ont été réalisés (en parallèle des essais de fluage) avec un début de dessiccation des éprouvettes à t = 28 jours. Les mesures de retrait débutent alors à cette échéance. Ces mesures permettent d'appréhender le comportement en retrait des différents bétons pour des performances mécaniques proches au début des essais. La part du retrait endogène étant faible au-delà de l'âge de 28 jours, sont présentées uniquement les déformations de retrait de dessiccation (figure 12). La plage des déformations mesurées sur les éprouvettes est inférieure à 60 µm/m pour les déformations allant jusqu'à 400 µm/m et à 15 % au-delà, comme recommandé au paragraphe 8 de la norme NF EN 12390-16.

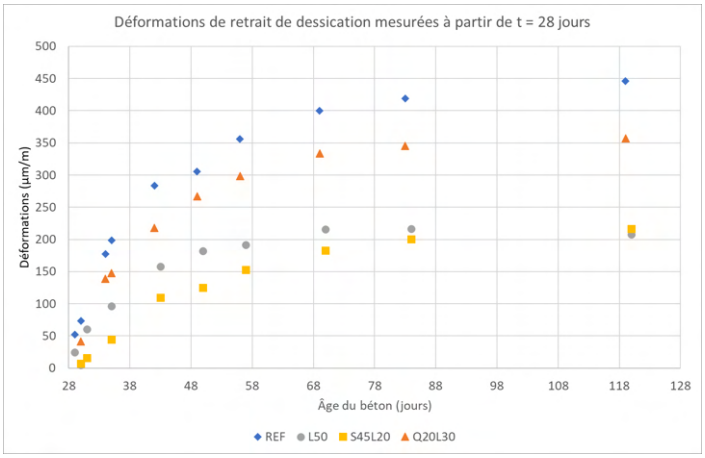


FIGURE 12. Déformations de retrait de dessiccation mesurées à partir de t = 28 jours

A 3 mois d'essais, le béton de référence REF présente le plus fort retrait de dessiccation, le béton L50 le plus faible. L'amplitude du retrait de dessiccation semble directement correlée au dosage en eau du béton. Jusqu'à deux mois d'essai, le retrait de dessiccation mesuré à partir de 28 jours du béton S45L20 est le plus faible alors qu'il était supérieur à celui des bétons L50 et Q20L30 pour des mesurées réalisées à partir du démoulage. Ce résultat peut s'expliquer par une cinétique de retrait rapide au jeune âge. Le béton L50 présente les plus faibles déformations de retrait du fait de son faible volume de pâte et de sa faible porosité.

D. Fluage en compression uniaxiale

Les déformations relatives de fluage total, propre (endogène) et de dessiccation des bétons, mesurées à partir d'un âge du béton de 28 jours (t_0 = 28 jours) et pendant 1 an de chargement sont représentées sur les graphiques des figures 13 à 16.

Les déformations de fluage correspondent aux déformations totales des éprouvettes chargées dans les bâtis, soustraites des déformations de retrait des éprouvettes conservées dans les mêmes conditions et des déformations initiales des éprouvettes, c'est-à-dire les déformations élastiques des éprouvettes qui se produisent de manière instantanée lors de la mise en charge de compression.

Par exemple, en ce qui concerne le fluage total, la déformation moyenne de fluage total $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ correspond à la déformation totale moyenne des éprouvettes non scellées et chargées $\varepsilon_{cc}(t)$ à laquelle sont soustraites la déformation moyenne de retrait total des éprouvettes $\varepsilon_{cs}(t,t_0)$ mesurée à partir de la date de chargement t_0 et celle élastique moyenne des éprouvettes non scellées mesurée lors de l'application de la charge $\varepsilon_{cc}(t_0)$.

L'équation permettant de calculer les déformations de fluage total est la suivante :

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \varepsilon_{cc}(t) - [\varepsilon_{cs}(t,t_0) + \varepsilon_{cc}(t_0)]$$

Les déformations sont présentées relativement à la charge des éprouvettes lors des essais, correspondant à 25 % de la résistance à la compression mesurée à 28 jours pour chaque série d'éprouvettes.

La plage des déformations mesurées sur les éprouvettes est inférieure à 60 µm/m pour les déformations allant jusqu'à 400 µm/m et à 15 % au-delà, comme recommandé au paragraphe 8.1 de la norme NF EN 12390-17.

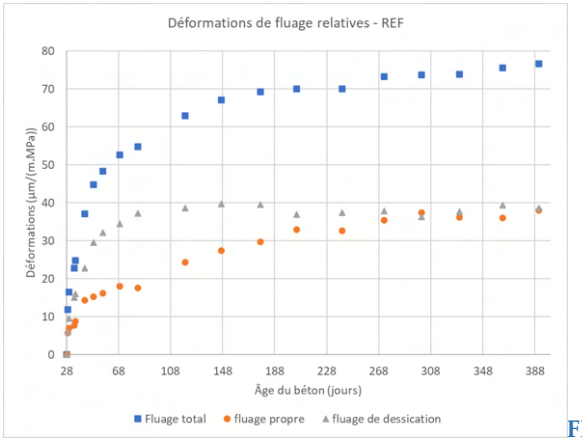


FIGURE 13. **Déformations relatives de fluage du béton REF – à partir de t = 28j**

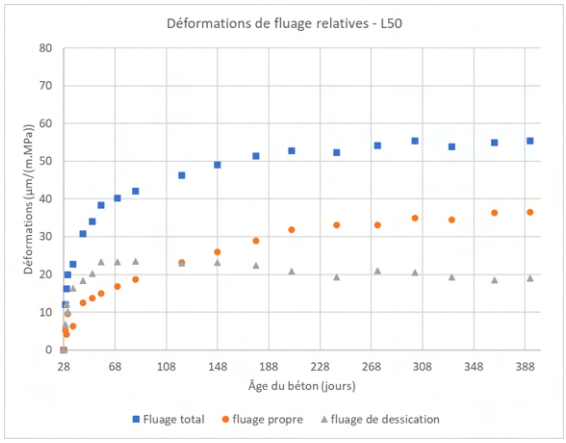


FIGURE 14. **Déformations relatives de fluage du béton L50 – à partir de t = 28j**

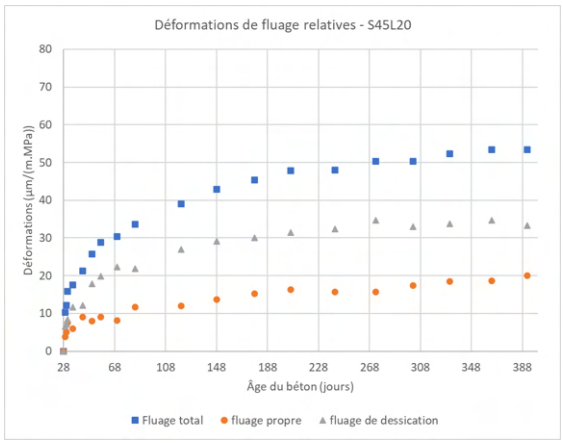


FIGURE 15. **Déformations relatives de fluage du béton S45L20 – à partir de t = 28j**

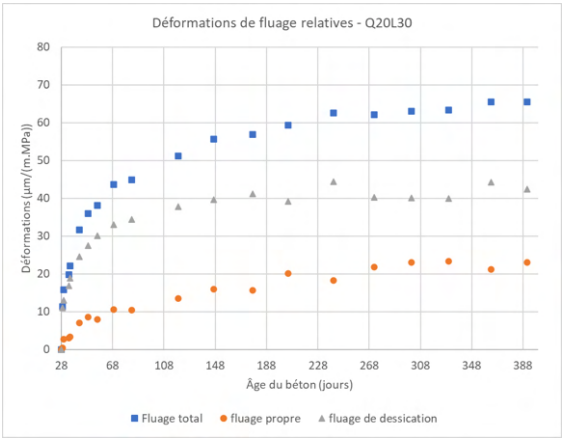


FIGURE 16. **Déformations relatives de fluage du béton Q20L30 – à partir de t = 28j**

Les coefficients de fluage total à 1 an sont présentés au tableau 5.

Le coefficient de fluage φ(1 an,28j) est calculé selon l'équation suivante :

$$\varphi(1\text{ an},28j) = \varepsilon_{cc}(1\text{ an},28j).\frac{E_C}{\sigma(t0)}$$

où :

- ε_{cc} (1 an, 28j) correspond aux déformations de fluage total mesurées à 1 an ;
- E_c correspond au module d'élasticité tangent calculé suivant l'Eurocode 2 Partie 1-1 à partir du module d'élasticité sécant mesuré à 28 jours ;
- $\sigma(t_0)$ correspond à la contrainte de chargement des éprouvettes lors des essais.

TABLEAU 5. **Coefficients de fluage total à 1 an de chargement**

	REF	L50	S45L20	Q20L30
Coefficient de fluage total à 1 an de chargement φ(1 an,28j)	2,64	2,18	2,02	2,50

Le béton de référence présente le coefficient de fluage total le plus élevé, le béton S45L20 le plus faible. Le fluage ne semble pas autant correlé au dosage en eau que le retrait : le béton S45L20 (de ratio E/L = 0,50) présente en effet les déformations de fluage les plus faibles. Les résultats obtenus semblent cependant cohérents avec les éléments d'état de l'art présentés ci-avant. Il semble y avoir un effet combiné entre l'impact des différentes additions (et notamment de l'addition calcaire), celui du ratio E/L et du volume de pâte.

Les déformations relatives de fluage total sont présentées dans les graphiques des figures 17 à 19 en comparaison avec les équations proposées dans l'Eurocode de 2005 et dans sa future version pour un béton de classe de résistance C35/45 et des liant de classe R ou CR, N ou CN et S ou CS, tels que définis au paragraphe précédent.

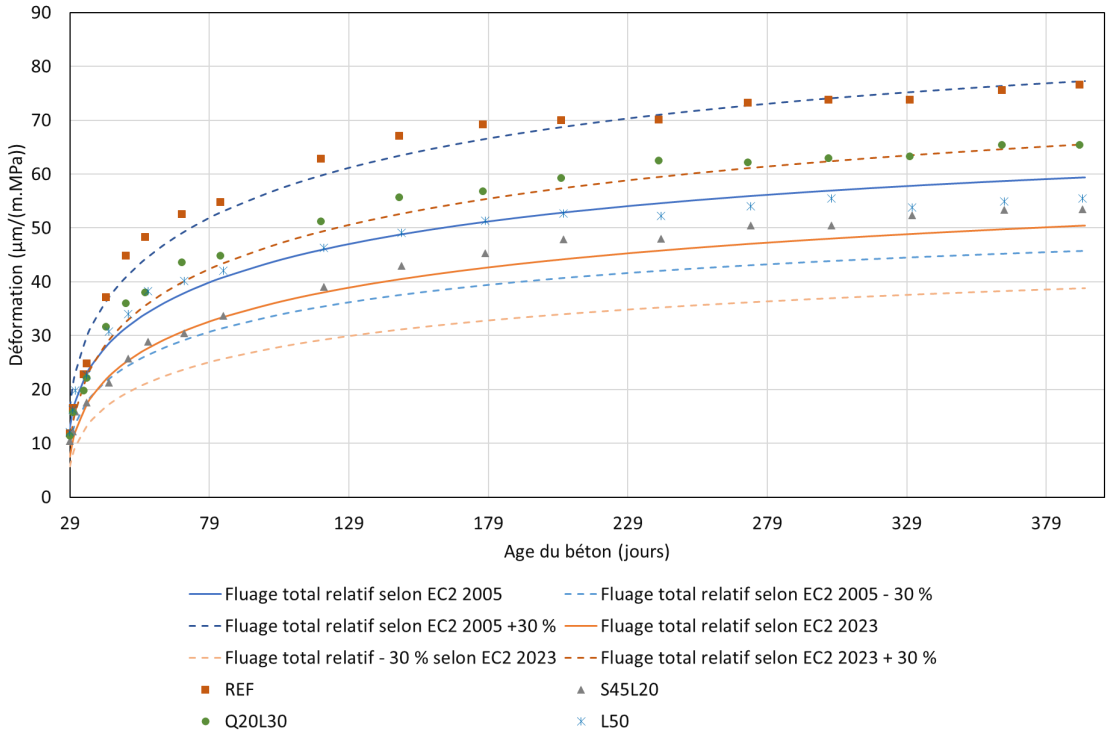


FIGURE 17. Déformations relatives de fluage total en considérant un liant de classe R ou CR

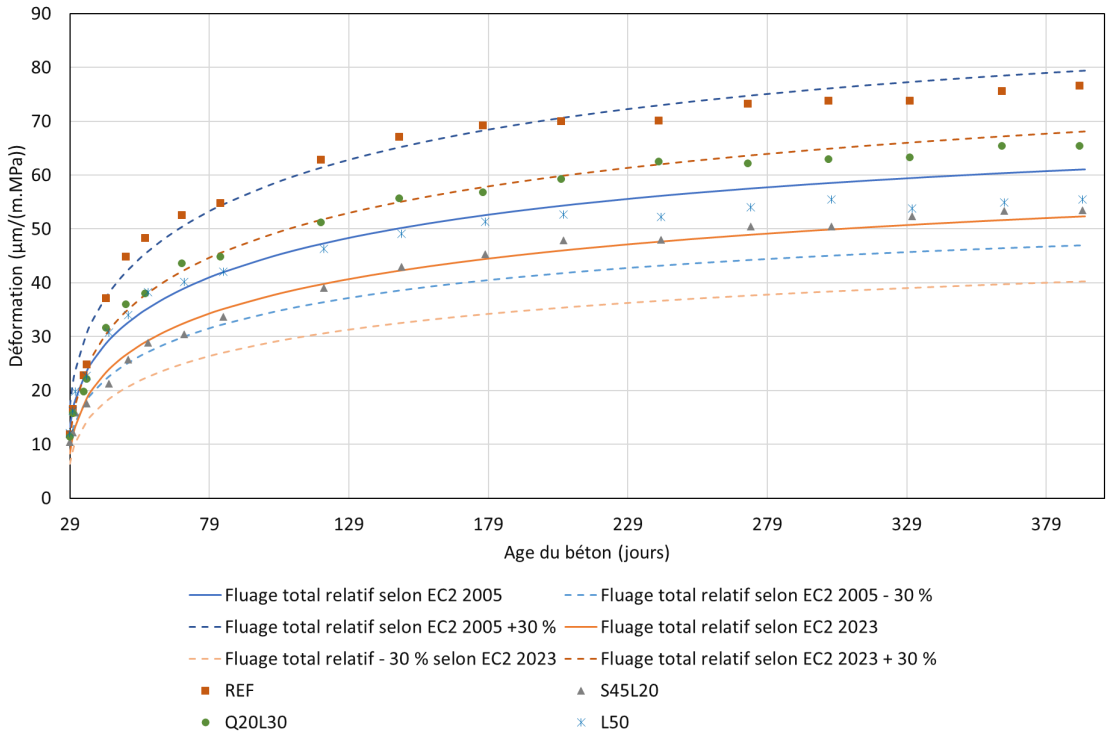


FIGURE 18. Déformations relatives de fluage total en considérant un liant de classe N ou CN

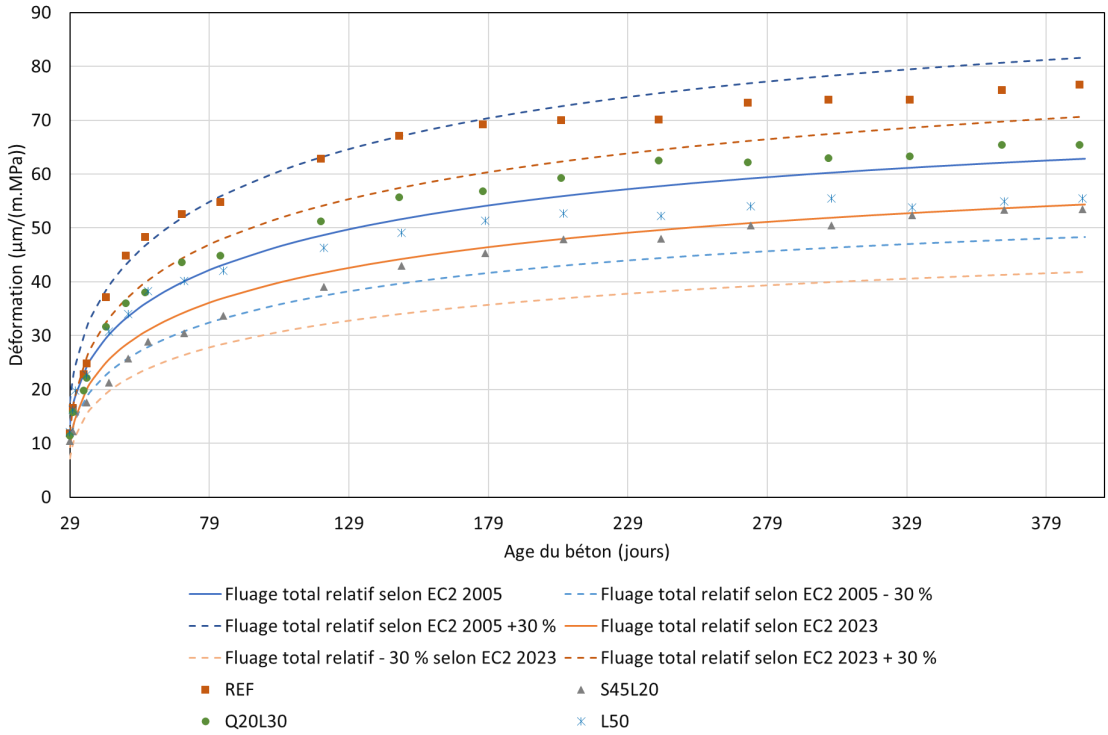


FIGURE 19. Déformations relatives de fluage total en considérant un liant de classe S ou CS

Les calculs menés suivant la version de l'Eurocode de 2005 aboutissent à des déformations de fluage total plus élevées que la future version. Par ailleurs, l'analyse du fluage total selon les équations présentées dans l'Eurocode en fonction de la classe R/CR (figure 17), N/CN (figure 18) ou S/CS (figure 19) du ciment fournit des courbes assez similaires lorsque le chargement démarre à 28 jours.

Les bétons testés s'inscrivent dans les plages d'incertitudes de la version de 2005 de l'Eurocode, quelle que soit la classe de liant choisie. Seules les déformations du béton de référence dépassent durant les quatre premiers mois la courbe d'incertitude supérieure définie par l'Eurocode de 2005 pour un ciment de classe R ou N. En revanche, si l'on considère la future version de l'Eurocode, le béton de référence présente des déformations bien supérieures à celles calculées pour un liant de classe CR. Les déformations des bétons L50, S45L20 et Q20L30 s'incrivent dans la plage définie par la nouvelle version de l'Eurocode pour un liant de classe CS.

V. CONCLUSIONS

Plusieurs facteurs interviennent sur les déformations instantanées et différées :

- nature et proportion des constituants du liant : type d'addition minérale, teneur en clinker et en addition ;
- rapport E/L : celui-ci détermine en grande partie les caractéristiques de la matrice cimentaire, mais aussi celles de l'auréole de transition ;

- volume de pâte dans le béton ;
- nature des granulats, en particulier pour le module et le fluage.

Les résultats montrent un module d'élasticité supérieur d'environ 10 % pour les bétons à forte teneur en additions étudiés dans cette étude. Ce résultat peut s'expliquer par leur dosage en eau efficace plus faible qui entraine un plus faible volume de pâte et potentiellement une pâte plus dense et plus rigide.

Le béton de référence REF présente le plus fort retrait total et le béton L50 le plus faible. Il apparait que le dosage en eau est un paramètre de premier ordre pour le retrait. Le volume de pâte plus faible des bétons à forte teneur en addition pourrait également expliquer leur plus faible retrait total. Les résultats soulignent par ailleurs l'influence de la nature de l'addition et du E/L sur le retrait endogène. Les bétons à forte teneur en addition présentent également un coefficient de fluage plus faible que le béton de référence.

Les résultats du programme expérimental ont par ailleurs permis de vérifier que les modèles de l'Eurocode 2 (versions de 2005 et de 2023) pour le module, le retrait et le fluage restent valides pour les bétons bas carbone testés. En revanche, les déformations de fluage mesurées sur le béton de référence, dont le liant est composé de ciment CEM II/A-LL sans additions, sont supérieures à celles calculées suivant l'Eurocode, en particulier suivant sa nouvelle version.

Pour mieux prédire le retrait et le fluage, il pourrait être pertinent que l'Eurocode 2 définisse des modulations en fonction de la teneur en eau des bétons et non uniquement en fonction de la vitesse de durcissement de leur liant.

REFERENCES

R. D. Hooton, K. Stanish, J. Prusinski. (2004). The Effect of Ground, Granulated Blast Furnace Slag (Slag Cement) on the Drying Shrinkage of Concrete – A Critical Review of the Literature. *Eighth CANMET/ACI. International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete.*

A. Darquennes. (2009). Comportement au jeune âge de bétons formulés à base de ciment au laitier de haut-fourneau en condition de déformations libre et restreinte. Université libre de Bruxelles, Faculté des sciences appliquées – Construction, Bruxelles. https://dipot.ulb.ac.be/dspace/bitstream/2013/210239/6/cdc651e4-b1c1-4b2f-8210-2413eaeece8e.txt

A. Leemann, P. Lura, R. Loser. (2011). Shrinkage and creep of SCC–The influence of paste volume and binder composition. *Construction and Building Materials*, 25(5), 2283-2289.

J. Yuan, W.D. Lindquist, D. Darwin, J. Browning. (2015). Effect of slag cement on drying shrinkage of concrete. *American Concrete Institute*

J. Cao, P. Zeng, T. Liu, B. Tu. (2023). Influence of mineral powder content and loading age on creep behavior of concrete members under axial compression. *Results in Engineering, Volume 19, 2023, 101304, ISSN 2590-1230*, https://doi.org/10.1016/j.rineng.2023.101304

B. Delsaute, J-M. Torrenti, S. Staquet (2020). Prediction of the basic creep of concrete with high substitution of Portland cement by mineral additions at early age. Structural Concrete 2020;1–18. https://doi.org/10.1002/suco.201900313

J.J. Brooks, M.A. Megat Johari. (2001). Effect of metakaolin on crrep and shrinkage of concrete. *Cement & Concrete Composites, Volume 23, Issue 6, 2001, pp. 495-502, ISSN 0958-9465,* https://doi.org/10.1016/S0958-9465(00)00095-0.

J. Ston. (2019). Basic creep and autogenous shrinkage of Limestone Calcined Clay Cement (LC^3). Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. https://doi.org/10.5075/epfl-thesis-9321

L. Mosser. (2023) Formulation de bétons décarbonés à base de clinker, métakaolin et d'addition calcaire pour une application aux produits préfabriqués. Génie civil. IMT-MinesAlès. https://theses.hal.science/tel-04233378

Z. He, B. Wang, H. Tao, D.Wang, J.Shi, A.Jamal, H.Ding. (2003). Influence of low-grade metakaolin on creep behavior of concrete. Journal of Building Engineering 80 (2023) 108163. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.108163

I.Joudi-Bahri. (2012). Influence des sables fillérisés calcaires sur les propriétés des bétons courants et superplastifiés. Un exemple tunisien. Autre. Université de Lorraine. ⟨NNT : 2012LORR0156⟩.

N. Bouhamou, N. Bellat, H. Mesbah, R. Jauberthie, Ouali Amiri, et al. (2009). Influence des rapports eau/ciment et fines/ciment sur le comportement à l'état durci du béton autoplaçants à base de matériaux locaux algériens. Canadian journal of civil engineering, 2009, 35 (7), pp.739-743. ⟨hal-00533292⟩

A. Chabane, C. Belebchouche, S. Bensebti, S. Czarnecki, A. Boukezzoula. (2022). Comparison of the accuracy of regulation models for self-compacting concrete creep evaluation. Journal of Building Engineering 59 (2022) 105069. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105069

H. Du et S. D. Pan. (2020). High-performance concrete incorporating calcined kaolin clay and limestone as cement substitute. Construction and Building Materials, vol. 264, n° 1120152.

A.M. Neville. (1995). *Properties of Concrete*. Longman Group Limited. 4th Edition.

AFNOR. (2005). *NF EN 1992-1-1 Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. AFNOR. Paris.

Détermination des coefficients de diffusion dans les C-S-H par dynamique moléculaire

Tarek IHADDADENE[1], Jérôme CLAVERIE[1], François BIGNONNET[1], Ouali AMIRI[1*]

[1] Nantes Université, École Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44600 Saint-Nazaire, France

*corresponding author :ouali.amiri@univ-nantes.fr

RESUME

Cet article a pour objectif d'étudier la diffusion des ions chlorures à l'échelle atomique au sein des nanopores de C-S-H à partir de simulations de dynamique moléculaire. Trois types de pores de C-S-H ont été considérés (10, 20 et 30 Å) pour un rapport de Ca/Si =1.2. Des simulations ont été réalisées pour deux températures (300 K, 291 K) et une concentration molaire de 0.5 M de NaCl. La discrétisation spatiale des nanopores permet d'obtenir des profils de coefficient diffusion. Les résultats au milieu de la solution porale ont montré une bonne concordance avec des valeurs expérimentales correspondant à une solution non confinée pour les deux températures testées.

This article aims to investigate the atomic-scale diffusion of chloride ions within the nanopores of C-S-H through molecular dynamics simulations. Three types of C-S-H pores (10, 20, and 30 Å) were considered, maintaining a Ca/Si ratio of 1.2. Simulations were conducted at two temperatures (300 K, 291 K) with a NaCl molar concentration of 0.5 M. The spatial discretization of nanopores enabled the extraction of diffusion coefficient profiles. Results at the center of the pore solution demonstrated a robust agreement with experimental values for a bulk, unconfined solution confirming the reliability of our simulations across the tested temperatures.

Mots-clefs Dynamique moléculaire, Diffusion des ions chlorures, Durabilité des bétons.

Key-words Molecular dynamics, Chloride ion diffusion, Concrete durability.

I. INTRODUCTION

La corrosion des aciers due à la diffusion de dioxyde de carbone (CO_2) et/ou de chlorures dans les structures en béton armé est la principale cause de dégradation, avec des coûts de réparation importants. La prédiction de la durée de vie est donc primordiale afin d'optimiser les opérations de maintenance des structures. Dans le cas des chlorures, de nombreux modèles de prédiction du coefficient de diffusion ont été développés à différentes échelles microscopiques et macroscopiques [Achour *et al.*, 2020, Damrongwiriyanupap *et al.*, 2017, Tong *et al.*, 2024]. Ils montrent que le faible rapport entre le coefficient de diffusion d'une espèce ionique dans le béton et sa valeur en solution porale ne peut pas être seulement attribué à un facteur de tortuosité, défini à partir de la géométrie du milieu poreux. Les interactions entre les ions et les parois des pores de gel des C-S-H doivent être prises en compte, notamment à travers le phénomène de double couche électrique [Friedman

et al., 2008]. Quelques approches macroscopiques ont été développées pour étudier ces phénomènes d'interactions, mais sans prendre en compte la structure des C-S-H.
La dynamique moléculaire (DM) représente alors un outil intéressant pour étudier les phénomènes d'interactions à l'échelle nanométrique. Nous allons nous baser sur cette approche pour étudier la diffusion d'ions chlorures dans les pores de gel de C-S-H.
Pour se faire, des modèles de C-S-H sont créés à partir de modifications d'une structure cristalline spécifique, la tobermorite 11 Å. Nous nous intéressons particulièrement à l'impact de la variation de la taille du nanopore et l'effet de la température sur la diffusion des ions chlorures. En examinant ces scénarios, nous cherchons à comprendre comment ces changements influent sur la structure et les propriétés moléculaires des C-S-H amorphes, offrant ainsi des perspectives éclairantes sur la diffusion des ions chlorures dans les nanopores des C-S-H.

II. CREATION DES MODELES DE C-S-H

Sur la base des travaux de la littérature concernant la création de modèles de C-S-H, notre étude s'est concentrée sur la construction de modèles de C-S-H à partir de la structure de la tobermorite de Hamid avec une taille de 11 Å (a = 6.69 Å, b = 7.39 Å, c = 22.77 Å) [Hamid *et al*.,1981], voir Figure 1. Plusieurs rapports Ca/Si peuvent être envisagés. Dans le cas de cette étude, nous présenterons les résultats pour obtenus pour un rapport Ca/Si = 1.2.

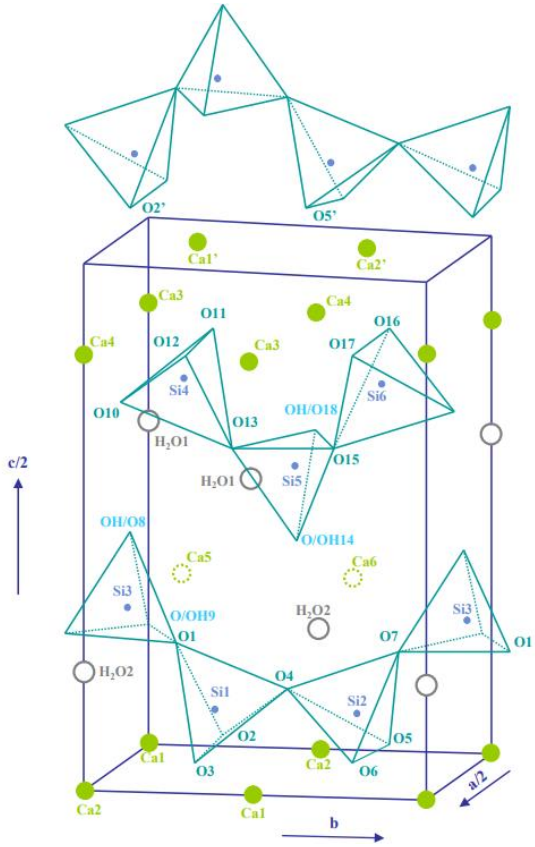


Figure 1. Structure de la tobermorite-11 Å [Hamid *et al*.,1981]

La Figure 2 représente un modèle de C-S-H créé avec un rapport Ca/Si=1.2. Les paramètres de cellule représentant la structure de C-S-H, sont regroupés dans le Tableau 1.

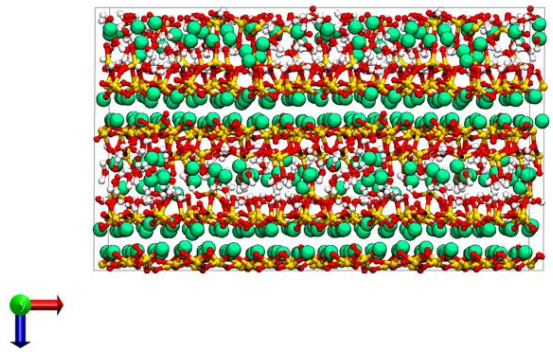


Figure 2. Modèle de C-S-H de rapport Ca/Si=1.2. Les atomes de calcium sont représentés en vert, de silicium en jaune, d'oxygène en rouge et d'hydrogène en blanc

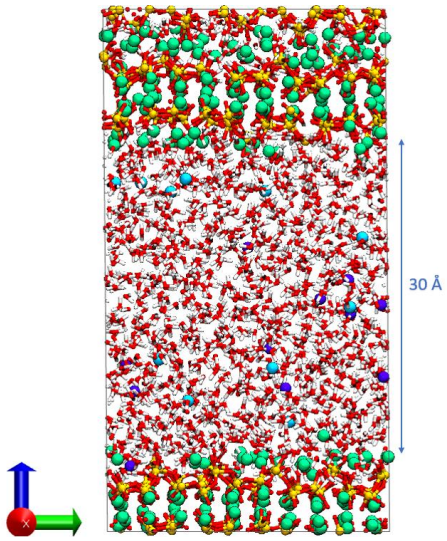


Figure 3. Modèle de C-S-H (Ca/Si = 1.2) avec nanopore ouvert et solution de NaCl à 0.5 M. Les atomes bleus représentent le chlore, les violets représentent le sodium

Tableau 1. Paramètres de cellule

a (Å)	b (Å)	c (Å)	α (°)	β (°)	γ (°)
40.85	31.50	22.77	90.90	91.55	91.71

Pour améliorer la représentativité des simulations de dynamique moléculaire sur ce modèle de C-S-H, la taille de la structure est augmentée. La cellule de la tobermorite de Hamid (Figure 1) d'une taille de 11 Å est répliquée d'un facteur 3 dans la direction « a » (vecteur de base du cristal) et 5 dans la direction « b », tout en conservant la même longueur dans la direction « c ». Les molécules d'eau sont extraites du modèle initial puis insérées à l'aide du programme Packmol dans les pores de feuillets pour atteindre le rapport $H_2O/Si = 0.93$ souhaité, déterminé à partir d'une interpolation sur une collection de résultats expérimentaux [Richardson *et al.*, 2014].

Lorsque les modèles de base et initial sont créés, plusieurs étapes de simulations de dynamique moléculaire sont conduites avec le code LAMMPS [Stevenson *et al.*, 1995].

Tout d'abord, le champ de force ReaxFF [Fogarty *et al.*, 2010, Manzano *et al.*, 2012] est appliqué dans un ensemble isobare NPT pour une durée de simulation de 500 ps avec un pas de temps dt = 0.2 fs. L'application initiale du champ de force ReaxFF a pour but de dissocier les molécules d'eau et de former des groupes hydroxyles entre les deux feuillets du C-S-H. La dissociation des molécules d'eau et la création des groupes hydroxyles permet d'obtenir un modèle plus réaliste.

Ensuite, un champ de force classique (non-réactif) est appliqué en plusieurs étapes pour équilibrer le système. Les paramètres des potentiels du champ de force classique utilisés dans la simulation des systèmes C-S-H sont donnés dans le Tableau 2 tirés de CSH-FF [Shahsavari *et al.*,2011], ClayFF [Cygan *et al.*, 2004] et du modèle d'eau SPC [Mark *et al.*, 2001].

Selon l'environnement local atomique résultant de la relaxation chimique effectuée avec le champ de force réactif ReaxFF [Fogarty *et al.*, 2010, Manzano *et al.*, 2012], les atomes peuvent être classés en : 5 types d'oxygènes, 3 types d'hydrogènes, 2 types de calciums et 1 type de silicium, sodium et chlore. O_{sih} et H_{si} sont les atomes d'oxygène et d'hydrogène des groupes silanol, O_b correspond aux atomes d'oxygène pontants des chaînes de silicate, tandis que O_{si} sont les atomes d'oxygène terminaux des feuilles intérieure et extérieure des chaînes de silicate. O_h et H_h sont les atomes d'oxygène et d'hydrogène dans les ions hydroxides, tandis que O_w et H_w sont les atomes d'oxygène et d'hydrogène des molécules d'eau. Enfin, Ca et C_w correspondent aux ions calcium intra-laminaire et inter-laminaire du C-S-H.

Tableau 2. Paramètres potentiels des espèces des modèles C-S-H

Paires	$\varepsilon_{LJ}(kJ.mol^{-1})$	$\sigma_{LJ}(Å)$	Paires	$\varepsilon_{LJ}(kJ.mol^{-1})$	$\sigma_{LJ}(Å)$
$Ca-Ca$	0.0000050298	5.567	$O_{Sih}-O_{Sih}$	0.0618	3.448
C_w-C_w	0.1000	2.872	O_b-O_b	0.0618	3.448
$H_{Si}-H_{Si}$	0.0000	0.000	$O_{Si}-O_{Si}$	1.2430	2.735
H_h-H_h	0.0000	0.000	O_h-O_h	0.1554	3.166
H_w-H_w	0.0000	0.000	O_w-O_w	0.1554	3.166
$Si-Si$	0.0000018405	3.302	$Cl-Cl$	0.1001	4.400
$Na-Na$	0.5443	2.350			

Dans le champ de force classique utilisé, la loi de mélange géométrique est utilisée pour les paramètres de Lennard Jones. Ces paramètres sont calculés selon les formules suivantes :

$$\sigma_{LJ} = \sqrt{\sigma_{ii} + \sigma_{jj}} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{LJ} = \sqrt{\varepsilon_{ii} + \varepsilon_{jj}} \quad (2)$$

ε_{LJ} : Correspond au minimum d'énergie potentielle ;

σ_{LJ} : Quant à elle, représente la distance d'équilibre de séparation atomique à laquelle l'énergie entre les deux atomes est nulle.

Les interactions entre les atomes sont modélisées en tenant compte de liaisons radiales et angulaires harmoniques, ce qui permet une flexibilité dans la structure moléculaire. De plus, le champ de force utilisé pour décrire les forces électrostatiques entre les molécules d'eau est basé sur le modèle SPC flexible [Berendsen *et al.*, 1987, Cygan *et al.*, 2004] avec la charge partielle de 0.41 pour les atomes d'hydrogènes et -0.82 pour les oxygènes [Mark *et al.*, 2001].

Après le changement de champs de force, les simulations suivantes sont effectuées :

1. Une simulation est effectuée en ensemble isobare NPT (nombre de particules, pression, température constant) pendant une durée de 500 ps avec un pas de temps de 1 fs. Cette étape permet d'équilibrer la pression du système et d'obtenir une configuration initiale énergétiquement stable.
2. Un nanopore est généré au sein des CSH. Cette étape implique la séparation contrôlée des deux feuillets des C-S-H, en déterminant une distance spécifique en fonction de la taille souhaitée du nanopore (10 Å, 20 Å, 30 Å). Par la suite, une solution porale de NaCl à 0,5 M est injectée dans le nanopore nouvellement créé. Cette approche permet de moduler la taille

du nanopore ainsi que la concentration de la solution porale, offrant ainsi un cadre systématique pour étudier les propriétés des C-S-H en présence de nanopores et de solutions salines. La figure 3 représente notre modèle C-S-H avec un rapport Ca/Si = 1.2 avec un nanopore de 30 Å qui contient une solution NaCl avec une concentration de 0.5 M.

3. Le système est relaxé dans l'ensemble isotherme NVT pendant une durée de 500 ps avec un pas de temps de 0.5 fs. Cette étape permet d'équilibrer la température du système et d'obtenir une configuration initiale énergétiquement stable.
4. Un équilibre est effectué dans l'ensemble NPT sur la même durée et le pas de temps. Cette étape permet de réguler la pression du système et d'ajuster le volume de la boîte de simulation.
5. Une fois que le système est équilibré en termes de température et de pression, l'étape de production de résultats est conduite avec une simulation en ensemble NVT pendant une durée de 10 ns avec un pas de temps de 1 fs. Cette étape permet d'étudier le comportement à long terme du système et de collecter des données statistiques significatives.

RESULTATS ET DISCUSSION

Pour calculer le coefficient de diffusion, le nanopore est discrétisé en plusieurs blocs spatiaux en fonction de la distance à l'une des parois. Dans chaque bloc, le déplacement quadratique moyen MSD (Mean Square Displacement en anglais) des ions chlorures est calculé sur plusieurs fenêtres temporelles. Une moyenne des MSD est ensuite calculée à différentes distances de l'interface (interface externe de Guggenheim) [Guggenheim *et al*, 1985] (Figure 4) en utilisant l'équation d'Einstein suivante :

$$D_d = \frac{1}{2d} \lim_{t\to\infty} \frac{d}{dt} MSD\big(\boldsymbol{r}(t)\big) \quad (3)$$

Où d = 3 représente la dimensionalité de notre système et MSD exprimé en Å² est calculé par la formule suivante :

$$MSD\big(\boldsymbol{r}(t)\big) = \left\langle \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} |\boldsymbol{r_i}(t_0+\tau) - \boldsymbol{r_i}(t_0)|^2 \right\rangle_{t_0} \quad (4)$$

Où les $\boldsymbol{r}_i$ sont les coordonnées de chaque particule *i*, N est le nombre de particules dans le bloc et t_0 est le temps au début d'une fenêtre temporelle.

En pratique on calcule le MSD sur un temps suffisamment long pour pouvoir capturer un régime de diffusion stable. Cependant ce temps doit être suffisamment court pour conserver le caractère local de la mesure dans chaque bloc spatial [Bourg *et al*., 2012].

Dans cette étude un temps $\tau = 10ps$ a été choisi suite à une étude de sensibilité. Le MSD calculé est une moyenne des MSD obtenus pour chaque particule i et pour chaque bloc temporel de durée τ et de temps initial t_0.

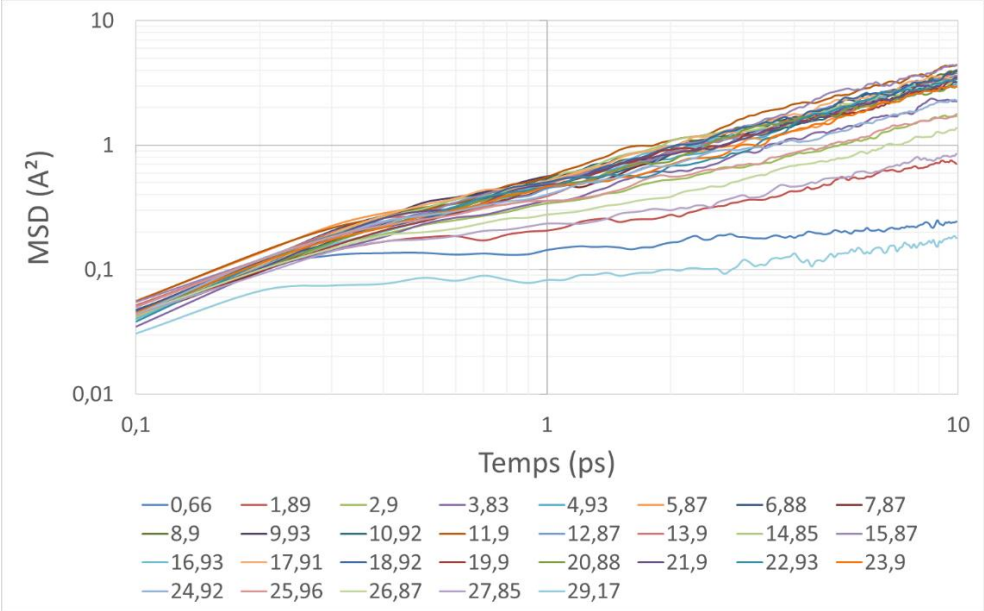


Figure 4. MSD pour chaque position dans un nanopore de 30 Å

L'interface externe de Guggenheim marque l'arrêt de la densité atomique au niveau de la partie solide de la structure C-S-H, comprenant les éléments tels que Si, O_{sih}, O_{si}, O_b et Ca. Ce point d'arrêt délimite la transition entre la structure solide de la phase C-S-H et la solution porale.

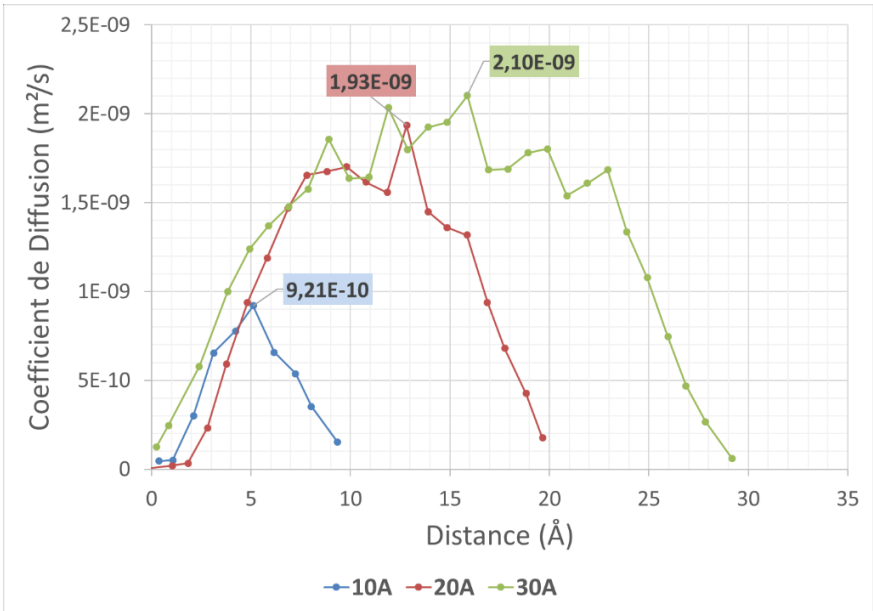


Figure 5. Profil des coefficients de diffusion pour différentes tailles de pores à 300K

Dans la Figure 4, les courbes des MSD dévoilent deux régimes [Honorio *et al.*, 2019] distincts pour chaque distance à partir de la surface. Le premier régime, situé entre 0.1 ps et 0.8 ps, est caractérisé par une diffusion super-diffusive. En revanche, le deuxième régime correspond à une diffusion Fickienne, indiquant une évolution linéaire du MSD en fonction du temps. Le coefficient de diffusion est déterminé durant ce deuxième régime.

La Figure 5 présente les coefficients moyens de diffusion des ions chlorures à 300K en fonction de la distance par rapport à la surface du C-S-H. Pour les nanopores de 20 Å et 30 Å, le coefficient de diffusion maximal s'approche de celui des ions Cl^- dans une solution non-confinée, qui a été mesuré égal à $2.03 \times 10^{-9}\, m^2/s$ dans de l'eau de mer à 298K [Yuan-Hui *et al.*, 1974]. En revanche, le coefficient de diffusion maximal ($9.21 \times 10^{-10}\, m^2/s$) pour une taille de nanopore de 10 Å n'atteint pas cette valeur. Ce résultat peut être expliqué par la portée du phénomène d'interface entre le squelette de C-S-H et la solution porale, qui semble être de l'ordre de 10 Å.
La faible valeur du coefficient de diffusion pour les trois tailles de nanopores à proximité de l'interface peut s'expliquer par l'effet de la double couche électrique qui entrave le mouvement libre des atomes de chlorure à cette distance de la surface, entraînant un phénomène d'adsorption électrocapillaire de type Van Der Waals [Amiri *et al.*, 2001].
Pour valider les modèles de C-S-H, la température est modifiée et fixée à 291K tout en maintenant les mêmes paramètres de simulation. L'objectif est de déterminer si les résultats obtenus au milieu d'un nanopore de 30 Å sont cohérents avec le coefficient de diffusion ionique expérimental rapporté dans la littérature pour une solution non-confinée [Yuan-Hui *et al.*, 1974]. Sur la figure 6, le profil du coefficient de diffusion a été simulé pour un modèle C-S-H avec un rapport Ca/Si de 1.2, un nanopore de 30 Å, et une concentration molaire de 0.5 M aux deux températures de 300K et 291K. Le coefficient de diffusion maximal, atteint au milieu du pore, est de $1.69 \times 10^{-9}\, m^2/s$ pour la température de 291K. L'écart est très faible en comparaison avec le coefficient expérimental de $1.71 \times 10^{-9}\, m^2/s$ mesuré pour les ions Cl^- dans une solution d'eau de mer non-confinée à 291K [Yuan-Hui *et al.*, 1974]. Cet accord conforte la validité des paramètres choisis pour la modélisation du transfert ionique dans les structures C-S-H contenant des nanopores.

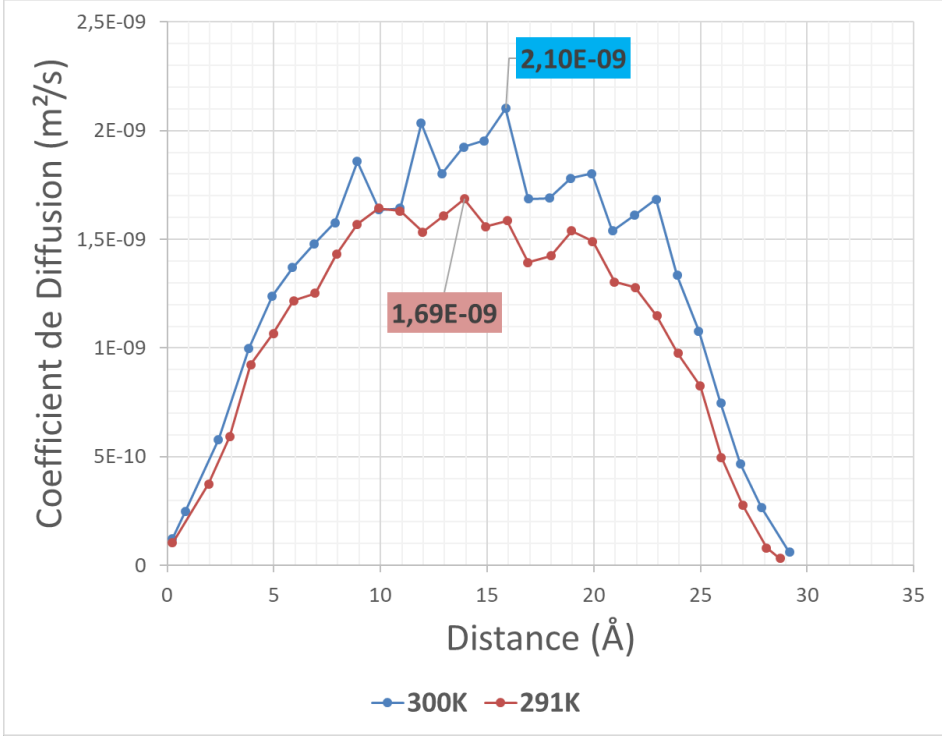


Figure 6. Profil de diffusion des ions chlorures dans un modèle de C-S-H de rapport Ca/Si=1.2 à 300K & 291K

CONCLUSION

Dans cette étude, il est essentiel de souligner la sensibilité des résultats des simulations de dynamique moléculaire (DM) au choix des paramètres de simulation, notamment :

- La loi de mélange géométrique pour le choix du potentiel interatomique de type Lennard Jones ;
- Le modèle SPC pour les molécules d'eau ;
- Le choix de liaisons harmoniques pour l'eau moléculaire et les groupes hydroxyles au lieu de liaisons rigides ;
- La méthode de division du nanopore en plusieurs blocs spatiaux.

Les résultats des profils du coefficient de diffusion obtenus avec la sélection des paramètres de simulation démontrent une certaine robustesse en comparaison avec des données expérimentales à deux températures.
Enfin, les résultats de cette étude mettent également en évidence, à travers les profils de diffusion, l'effet retardateur de la double couche électrique se produisant à l'interface solide-nanopore au sein des C-S-H.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été financé par le Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche. À des fins de diffusion en accès ouvert, une licence CC-BY a été appliquée par les auteurs au présent document et le sera à toute version ultérieure jusqu'au manuscrit auteur accepté pour publication résultant de cette soumission.

REFERENCES

Duque-Redondo, E., Yamada, K., Manzano, H., 2021. Cs retention and diffusion in C-S-H at different Ca/Si ratio. Cement and Concrete Research 140, 106294. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106294

Yuan-Hui, L., Gregory, S., 1974. Diffusion of ions in sea water and in deep-sea sediments. Geochimica et Cosmochimica Acta 38, 703–714. https://doi.org/10.1016/0016-7037(74)90145-8

Masara, F., Honorio, T., Benboudjema, F., 2023. Sorption in C-S-H at the molecular level: Disjoining pressures, effective interactions, hysteresis, and cavitation. Cement and Concrete Research 164, 107047. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.107047

Achour, M., Bignonnet, F., Barthélémy, J.-F., Rozière, E., Amiri, O., 2020. Multi-scale modeling of the chloride diffusivity and the elasticity of Portland cement paste. Construction and Building Materials 234, 117124. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117124

Damrongwiriyanupap N., Scheiner S., Pichler B., Hellmich C., 2017. Self-consistent channel approach for upscaling chloride diffusivity in cement pastes. Transport in Porous Media, 118 (3), 495–518. https://doi.org/10.1007/s11242-017-0867-3

Tong L.-Y., Xiong Q. X., Zhang Z., Chen X., Ye G., Liu Q.-F., 2024 A novel lattice model to predict chloride diffusion coefficient of unsaturated cementitious materials based on multi-typed pore structure characteristics. Cement and Concrete Research, 176, 107351. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107351

Zhou Y., Hou D., Jiang J., Wang P., 2016. Chloride ions transport and adsorption in the nano-pores of silicate calcium hydrate: Experimental and molecular dynamics studies. Construction and Building Materials 126, 991-1001. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.110

Faucon, P., Delaye, J.M., Virlet, J., 1996. Molecular Dynamics Simulation of the Structure of Calcium Silicate Hydrates. Journal of Solid-State Chemistry 127, 92–97. https://doi.org/10.1006/jssc.1996.0361

Hamid, S.A., 1981. The crystal structure of the 11 Ä natural tobermorite Ca 2.25 [Si 3 O 7.5 (OH) 1.5]·1H 2 O. Zeitschrift für Kristallographie - Crystalline Materials 154, 189–198. https://doi.org/10.1524/zkri.1981.154.14.189

Faucon, P., Delaye, J.M., Virlet, J., Jacquinot, J.F., Adenot, F., 1997. Study of the structural properties of the C⊚S⊚H(I) BY molecular dynamics simulation. Cement and Concrete Research 27, 1581–1590. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00161-0

Duque-Redondo, E., Bonnaud, P.A., Manzano, H., 2022. A comprehensive review of C-S-H empirical and computational models, their applications, and practical aspects. Cement and Concrete Research 156, 106784. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106784

Manzano, H., Dolado, J.S., Ayuela, A., 2009. Elastic properties of the main species present in Portland cement pastes. Acta Materialia 57, 1666–1674. https://doi.org/10.1016/j.actamat.2008.12.007

Richardson, I.G., 2014. Model structures for C-(A)-S-H(I). Acta Crystallogr B Struct Sci Cryst Eng Mater 70, 903–923. https://doi.org/10.1107/S2052520614021982

Guggenheim EA. Thermodynamics—An Advanced Treatment for Chemists and Physicists.; 1985.

Bonaccorsi, E., Merlino, S., Taylor, H.F.W., 2004. The crystal structure of jennite, $Ca_9Si_6O_{18}(OH)_6{\cdot}8H_2O$. Cement and Concrete Research 34, 1481–1488. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.12.033

Carpenter, A.B., Chalmers, R.A., Gard, J.A., Speakman, K., Taylor, H.F.W., 1966. Jennite, a new mineral. American Mineralogist 51, 56–74.

Friedmann, H., Amiri, O., Aït-Mokhtar, A., 2008. Shortcomings of geometrical approach in multi-species modelling of chloride migration in cement-based materials. Magazine of Concrete Research 60, 119–124. https://doi.org/10.1680/macr.2008.60.2.119

Honorio, T., Benboudjema, F., Bore, T., Ferhat, M., Vourc'h, E., 2019. The pore solution of cement-based materials: structure and dynamics of water and ions from molecular simulations. Phys. Chem. Chem. Phys. 21, 11111–11121. https://doi.org/10.1039/C9CP01577A

Mark, P., Nilsson, L., 2001. Structure and Dynamics of the TIP3P, SPC, and SPC/E Water Models at 298 K. J. Phys. Chem. A 105, 9954–9960. https://doi.org/10.1021/jp003020w

Day MC, Hawthorne FC. A structure hierarchy for silicate minerals: chain, ribbon, and tube silicates. Mineralogical Magazine. 2020 ;84(2) :165-244. https://doi.org/10.1180/mgm.2020.13

Amiri, O., Aït-Mokhtar, A., Dumargue, P., Touchard, G., 2001. Electrochemical modelling of chlorides migration in cement-based materials. Part II: Experimental study—calculation of chlorides flux. Electrochimica Acta 46, 3589–3597. https://doi.org/10.1016/S0013-4686(01)00659-4

Stevenson, C.S., Curro, J.G., McCoy, J.D., Plimpton, S.J., 1995. Molecular dynamics simulations of athermal polymer blends: Comparison with integral equation theory. The Journal of Chemical Physics 103, 1208–1215. https://doi.org/10.1063/1.469830

Bourg, I.C., Steefel, C.I., 2012. Molecular Dynamics Simulations of Water Structure and Diffusion in Silica Nanopores. J. Phys. Chem. C 116, 11556–11564. https://doi.org/10.1021/jp301299a

Fogarty, J.C., Aktulga, H.M., Grama, A.Y., Van Duin, A.C.T., Pandit, S.A., 2010. A reactive molecular dynamics simulation of the silica-water interface. The Journal of Chemical Physics 132, 174704. https://doi.org/10.1063/1.3407433

Manzano, H., Moeini, S., Marinelli, F., Van Duin, A.C.T., Ulm, F.-J., Pellenq, R.J.-M., 2012. Confined Water Dissociation in Microporous Defective Silicates: Mechanism, Dipole Distribution, and Impact on Substrate Properties. J. Am. Chem. Soc. 134, 2208–2215. https://doi.org/10.1021/ja209152n

Manzano, H., Pellenq, R.J.M., Ulm, F.-J., Buehler, M.J., Van Duin, A.C.T., 2012. Hydration of Calcium Oxide Surface Predicted by Reactive Force Field Molecular Dynamics. Langmuir 28, 4187–4197. https://doi.org/10.1021/la204338m

Shahsavari, R., Pellenq, R.J.-M., Ulm, F.-J., 2011. Empirical force fields for complex hydrated calcio-silicate layered materials. Phys. Chem. Chem. Phys. 13, 1002–1011. https://doi.org/10.1039/C0CP00516A

R.T., Liang, J.-J., Kalinichev, A.G., 2004. Molecular Models of Hydroxide, Oxyhydroxide, and Clay Phases and the Development of a General Force Field. J. Phys. Chem. B 108, 1255–1266. https://doi.org/10.1021/jp0363287

Berendsen, H.J.C., Grigera, J.R., Straatsma, T.P., 1987. The missing term in effective pair potentials. J. Phys. Chem. 91, 6269–6271. https://doi.org/10.1021/j100308a038

Influence of partial replacement of cement by glass waste on rheological properties of self-compacting mortars

Abcael R. S. Melo[1], Madson L. Souza[1], Bruna T. M. Fideles[1], Francisca I. L. Paz[1], Kamila G. Guedes[1], Lucas F. A. L Babadopulos[1]

[1] *Federal University of Ceará, Fortaleza, Brazil*

ABSTRACT

Self-compacting concrete (SCC) is used when constructing great surfaces as it naturally flows and levels under its own weight. However, it typically requires a higher cement content compared to conventional concrete, compromising its sustainability. This way, the incorporation of industrial waste materials may contribute to reduce cement consumption. The rheological behavior of SCC is governed by mortar rheology, where alterations in its components can either increase or decrease its flowability. This study aims to evaluate how partially replacing cement by glass powder, with different grain shapes (one from glass powder waste (GP) and another from glass microspheres (GM)), influences the rheological properties of self-compacting mortar (SCM). For that, rheological tests were conducted using a planetary rheometer to measure torque and rotation speed on a reference mix and SCM samples with 10%, 20%, and 30% by weight of cement replacement with GP. Additionally, grain shape analysis was conducted by substituting GP with GM at samples of 10% and 20% replacement. A slight thixotropy was observed and the mortars with replacement can be reasonably approximated as Newtonian liquid model. The findings reveal a decrease in apparent viscosity of SCM with increasing cement replacement, with a more pronounced effect observed for replacements utilizing glass microspheres.

Keywords Rheology, glass waste, sustainability, mortar

Presentation mode Poster

I. INTRODUCTION

Self-compacting concrete (SCC) has the ability to fill forms autonomously during placement, with no need for external assistance, and no experiencing blockages from reinforcement or segregation within the mixture. According to Benabed et al. (2012) the flow properties of SCC are consequently controlled by the rheology of the mortar (which is the focus of this paper) and selection of coarse aggregates. Rheological behavior of cement-based materials governs their flowability, stability, and application (HANEHARA, YAMADA, 2008; ZHANG et. al., 2021; BANFILL et. al., 2011). One of the primary challenges in the production of SCC comes from its high initial cost, attributed to the substantial consumption of cement and chemical additives. This also puts pressure on environmental concerns.

There is a notable environmental impact resulting from the substantial carbon dioxide emissions during the cement manufacturing process. This issue is aggravated by natural resource depletion and the rise in industrial waste production (Habert G, 2014; Anwar A, 2016). To address the environmental impacts of the construction industry, there is a growing emphasis on integrating industrial waste, such as glass powder waste, into construction practices.

Glass is an inorganic, amorphous, and physically homogeneous material formed by cooling a molten paste composed of oxides or their derivatives and mixtures, with silica or silicon oxide being its primary constituent (DE AZEVEDO et. al., 2017). These materials solidify as their viscosity continues to increase, eventually reaching a state of rigidity without crystallization (ASTM C162, 2015). The glass waste has been used in concrete in multiple capacities: as a partial replacement for fine and coarse aggregates or, more recently, as an alternative to cement (TARIQ et al., 2021; DA SILVA et al., 2023). However, contradictory results can be observed in the literature and can be justified by the different properties of glass powder (TARIQ et al., 2021).

Therefore, considering the wide variety of glass wastes, this study aims to evaluate how partially replacing cement influences the rheological properties of a self-compacting mortar (SCM), including a study related to the effect of the shape of the glass powder.

II. MATERIALS AND METHOD

A. Materials

A reference mix (REF) and self-compacting mortar (SCM) samples with 10%, 20%, and 30% (GP10, GP20 and GP 30) by weight of cement replacement with glass powder waste were produced to evaluate how the partial replacement of cement influences rheological properties. Additionally, grain shape was varied replacing glass powder waste with glass microspheres at samples of 10% and 20% replacement (GM10 and GM20). Table 1 presents materials consumption and Table 2 presents volumetric fractions. The cement used in this research was CPII-F 32 (ABNT NBR 16697, 2018), similar to CEM II/A-L 32.5 N classified according to the EN 197-1:2012. Figure 1 presents the glass powder waste particle size distribution and glass microsphere size range, according to the glass microsphere manufacturer.

TABLE 1. Materials quantity for 1 m³

Mix	Cement (kg/m³)	Glass powder waste (kg/m³)	Glass microsphere (kg/m³)	Silica fume (kg/m³)	Quartzitic Sand (kg/m³)	Water (kg/m³)	SP additive (kg/m³)
REF	494.6	-	-	49.5	722.2	213.7	5.3
GP10	445.2	49.5	-				
GP20	395.7	98.9	-				
GP30	346.2	148.4	-				
GM10	445.2	-	49.5				
GM20	395.7	-	98.9				

TABLE 2. Volumetric fractions

Mix	Cement	Glass powder waste	Glass microsphere	Silica fume	Quartzitic Sand	Water	SP additive
REF	14.9%	-	-	2.2%	25.9%	32.2%	0.5%
GP10	13.2%	1.9%	-				
GP20	11.6%	3.9%	-				
GP30	10.0%	5.8%	-				
GM10	13.2%	-	1.9%				
GM20	11.6%	-	3.9%				

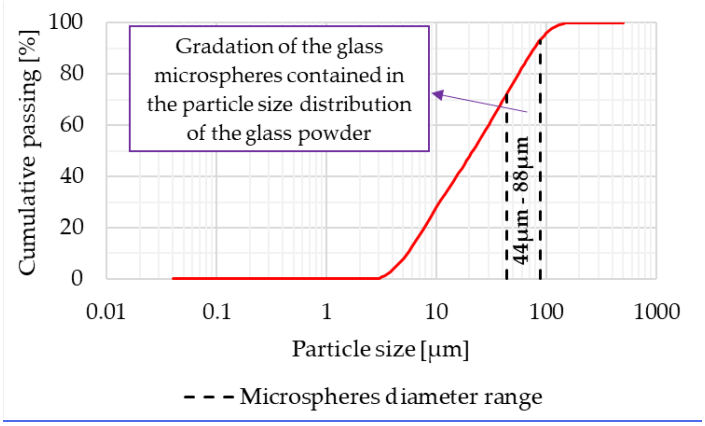


FIGURE 1. **Glass powder waste particle size distribution and glass microsphere size range**

Figures 2.A and 2.B show micrographs of the glass powder waste and of the glass microspheres at 500x magnification, respectively. The glass powder waste shows grains with angular contours, elongated shapes, and different sizes. For the glass microspheres, spherical grains, apparently hollow, are visible, and, according to the glass microsphere manufacturer, with 85% sphericity.

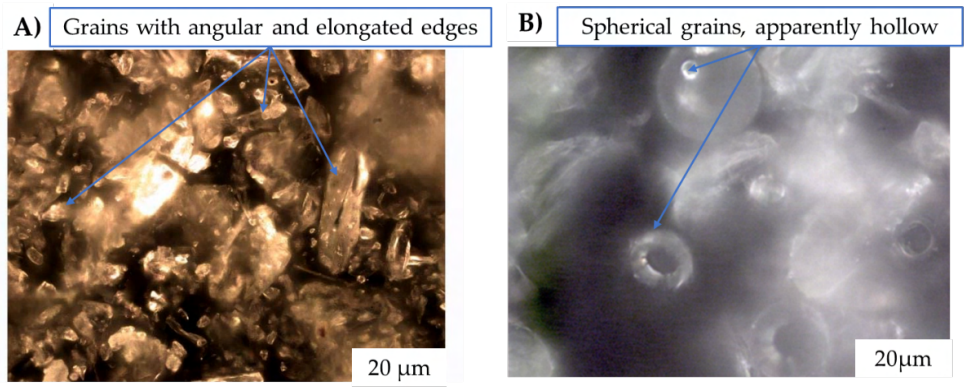


FIGURE 2. **Micrographs of : A) glass powder waste and B) glass microspheres at 500x magnification**

B. Method

Rheological tests were conducted using a planetary rheometer with Atrittor geometry (Srinivasan, 2014; Carvalho et al., 2024), presented in Figure 3. Figure 4 presents rheological test script composed by six steps: (i) descending geometry; (ii) mixing dry powders at the rotation speed of 125 rpm during 4 minutes; (iii) adding water and superplasticizer additive; (iv) scraping of unmixed materials from the walls of the recipient; (v) homogenizing the mortar at the same rotation speed during 3,5 minutes; (vi) flow test. The flow test was performed with the rotation speed maintained for 8s at each rotation speed in ascending and then descending order at the following average rpm values: 5, 12, 25, 38, 64, 125, 190, 252.

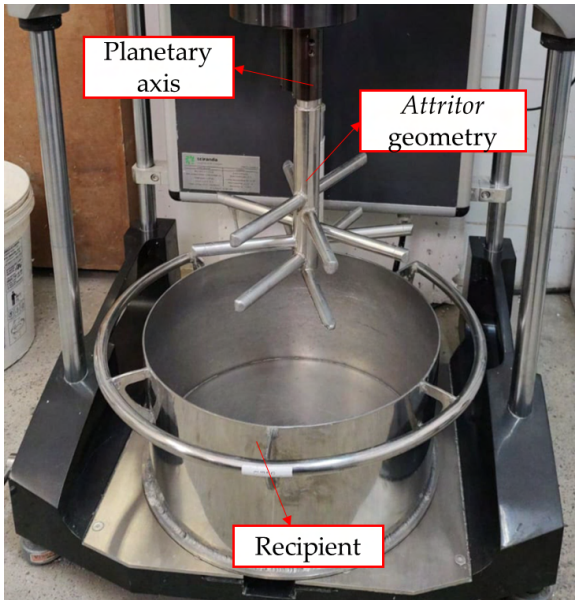


FIGURE 3. **Planetary rheometer with Atrittor geometry**

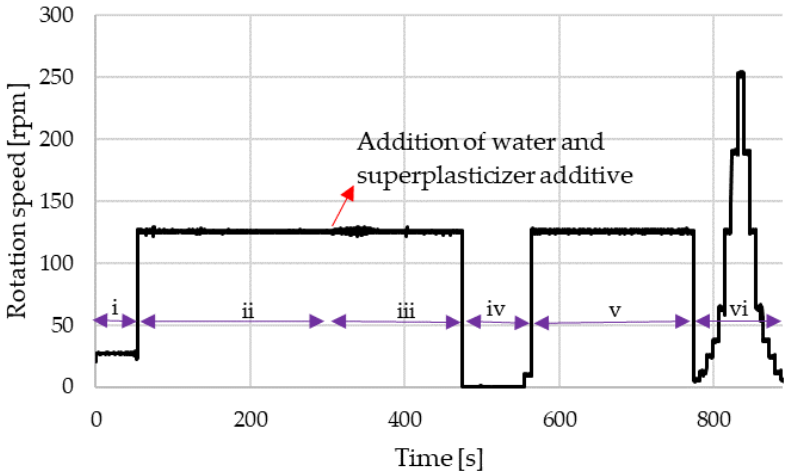


FIGURE 4. **Rheological test script**

The variables measured during the rheological test are the torque and the rotation speed and are captured in 10 measurements per second. The torque is related to shear stress and the rotation speed to shear rate. The performed test is non-homogeneous and the geometry is complex, so it is not possible to directly calculate the applied stress and strain rate fields and the viscosity of SCM. To compare the results, an equivalent rheological model describing the behavior of the material was adopted and the coefficients were obtained using the Least Squares Method. So, the applied torque was divided by the rotation speed, and a viscosity indicator was obtained. This indicator is related to the apparent viscosity, although the factor per se is not determined in this work.

III. RESULTS

Figure 5 shows the torque *vs*. time curves of the mortars after scraping of unmixed materials until the total homogenization of the mortars, i.e., during mortars mixing. The peak values observed around 570s is due to system lubrication, after that, a gradual reduction of torque occurs as the mortar becomes homogenized. All the mortars needed a mixing time around 200s after the peak value to keep a homogeneous behavior. In addition, all the mortars with replacement showed a lower torque than the reference mortar, however GP20 and GP30 presented a peak value higher than the REF mortar, due to the higher content of glass powder waste, which present angular contours and elongated shapes that difficult the system lubrification. Which is also influenced by the fact that the amount of superplasticizer additive was kept the same, causing the relative amount of additive between the cement particles to increase. However, it can be noted that higher content of glass powder waste increased the torque values. Mixes with glass microspheres (GM10 and GM20) presented lower torque values than mixes with glass powder waste replacements (GP10, GP20 and GP30), indicating an influence of shape particles in rheology of SCM. Blanc et al. (2018) suggests that irregularities on particle surfaces result in elevated apparent viscosities. This is primarily due to the redirection of flow lines around the particles and an increased probability of particle interactions. Furthermore, irregular particles exhibit more contact points, thus suggesting a greater impact of inter-particle friction (Tanner; Dai, 2016; Davis et al., 2003).

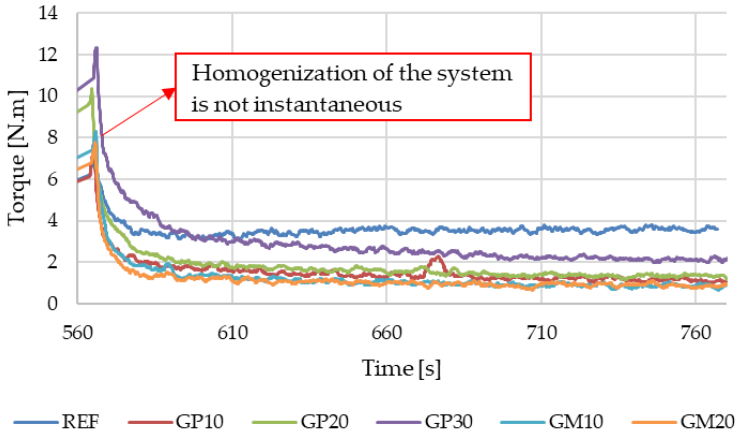


FIGURE 5. Torque *vs*. time curves after scraping of unmixed materials

Figure 6 presents the torque *vs*. rotation speed curves obtained after the homogenization of the materials, during flow test. Materials exhibited a slight thixotropy, as indicated by the difference between the curves during loading and unloading. In addition, at low speeds the torque decreased, which may be due to the inertia of the grains in the mortars that had low viscosity and due to the thixotropic behavior.

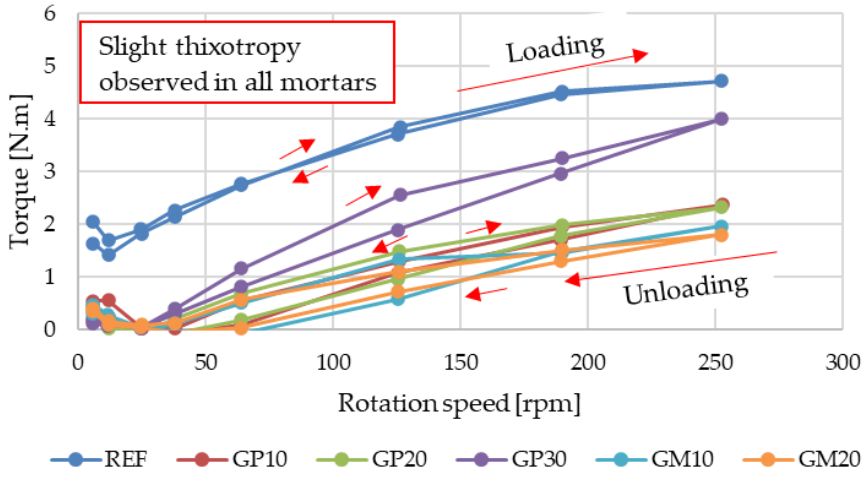


FIGURE 6. Torque *vs*. rotation speed curves

According to Chappuis (1991), cement grain disintegration may occur during loading, resulting in thixotropic behavior. Therefore, it is common to use measurements taken during unloading to model material behavior. Figure 7 presents the effect of replacement of cement on measured torque (Figure 7.A) and the apparent viscosity indicator (Figure 7.B) of mortars analyzed. It is observed from Figure 10.A that all mortars can be reasonably approximated as a Newtonian liquid (initial torque equals to 0 and a same apparent viscosity indicator for different rotation speeds), described by the Equation 1, except for the reference concrete mortar, which exhibited a yield torque of 1.81 Nm in the tested geometry. However, this yield torque is small enough and would not compromise self compacting behavior of a concrete which using this mortar. Usually, mortars are non-Newtonian fluids, but this one presents a Newtonian behavior because of its application on self-compacting concretes. Mzwandile et al. presented self-compacting mortars with yield stress close to zero.

$$T = V \times N. \quad (1)$$

where T is the toque applied by the rheometer (N.m); V (N.m.min) is the indicator of apparent viscosity, like the apparent viscosity, and N is the rotational speed (rpm).

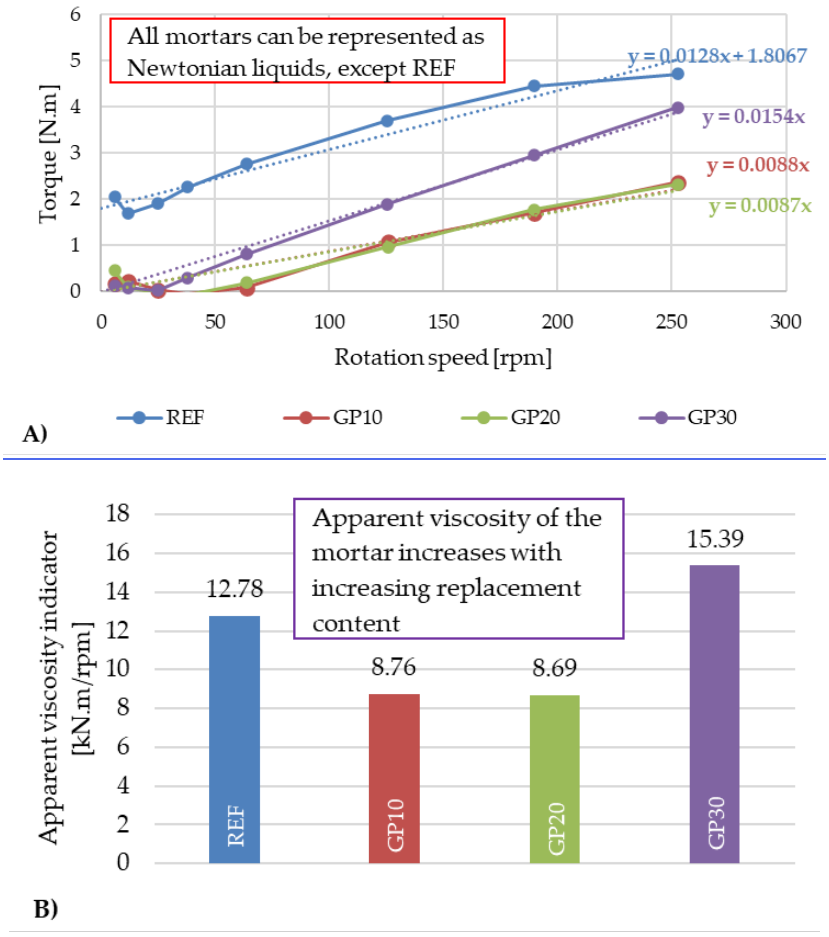


FIGURE 7. **Effect of replacement of cement on: A) Torque *vs.* rotation speed curves and on B) Apparent viscosity indicator**

Additionally, mortar with more glass powder waste content presented higher torque values for a same rotation speed, which can be explained by the increase in the viscosity indicator (Figure 7.B). This observation is also supported by Khudair et al. (2020), who observed that increasing the partial replacement of cement with glass powder maintained flowability, slightly decreased the T500 time, and increased viscosity compared to the reference mixture.

Figure 8 presents the effect of grain shape on the measured torque (Figure 8.A) and the apparent viscosity indicator (Figure 8.B) of mortars. Figure 8.A shows that all mortars with replacements can be reasonably approximated as Newtonian liquids. However, GP10 and GP20 exhibited higher torques values than GM10 and GM20, indicating that the angular and elongated shape of the grains hinders flow. This fact was further evidenced by the reduction in the apparent viscosity indicator (Figure 8.B) when the mixture was made with microspheres. This is because the angularity of the glass powder waste grains changes the behavior of the cement paste around the grains (BLANC et al., 2018)).

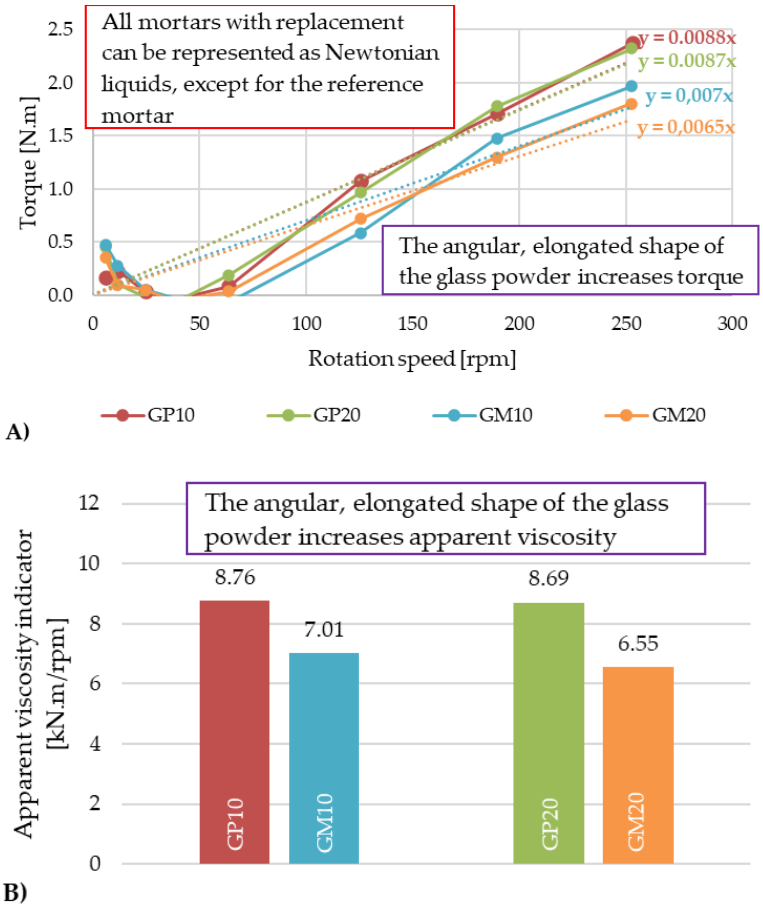


FIGURE 8. Effect of grain shape on: A) Torque and on B) Apparent viscosity indicator

Similar results were also found by Nemocón et al. (2022) who observed a reduction in plastic viscosity and an increase in yield stress using hollow glass microspheres as a partial substitute for cement.

IV. CONCLUSIONS

Three replacements by weight of cement (10%, 20%, and 30%) were employed to identify the influence of glass powder on the rheological properties of SCC. Additionally, to identify the influence of grain shape on rheological properties, samples of 10% and 20% of replacement of cement were repeated with glass microspheres. The results obtained suggest that:

- Replacements with glass powder did not result in any change regarding the classification as self-compacting mortars;
- All mortars exhibited a slight thixotropic behavior and can be reasonably approximated as Newtonian rheological model, except for the reference mortar;

- Apparent viscosity increased with the increase in glass powder replacement of cement, given that the particle size of the replacements is larger than that of the cement;
- The angular and elongated shape of the glass powder waste increased the apparent viscosity compared to glass microspheres.

For future work, it is recommended to compare rheological results with traditional tests used to describe fresh state behavior.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank the National Council for Scientific and Technological Development (CNPq) and the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel (CAPES) for the funding, as well as the Laboratory of Civil Construction Materials (LMCC) and the Pavement Mechanics Laboratory (LMP), located at the Federal University of Ceará, for their contribution, support, and availability during the period of conducting the tests and developing this article.

REFERENCES

Anwar A (2016) The influence of waste glass powder as a pozzolanic material in concrete. *Int J Civ Eng Technol* 7:131–148

ASTM C162-05(2015), Standard Terminology of Glass and Glass Products, *ASTM International*, West Conshohocken, PA, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16697: Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

Banfill, P.F.G., Teixeira, M.A.O.M., Craik, R.J.M. Rheology and vibration of fresh concrete: Predicting the radius of action of poker vibrators from wave propagation, *Cem. Concr. Res*. 41 (2011) 932–941.

Benabed et al. Properties of self-compacting mortar made with various types of sand. *Cement and Concrete Composites*, vol. 34, no 10, 2012, p. 1167–73. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.07.007.

Blanc F., D'Ambrosio E., Lobry L., Peters F., Lemaire E. Universal scaling law in frictional non-Brownian suspensions. Phys. Rev. Fluids. 2018;3:114303.

Carvalho, I. C., Melo, A. R., Melo, C., Brito, M. S., Chaves, A. R., De Albuquerque Lima Babadopulos, L. F., & Bastos, J. B. (2024). Evaluation of the effect of rubber waste particles on the rheological and mechanical properties of cementitious materials for 3D printing. Construction & Building Materials, 411, 134377. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134377

Chappuis, J.; Rheological measurements with cement pastes in viscosimeters: a comprehensive approach. In: RHEOLOGY OF FRESH CEMENT AND CONCRETE, 1990, London. Proceedings... London: E & FN Spon, 1991. p. 3-12.

Da Silva Filho, M. J., de Souza, M. L., de Paiva Veras, V. C., & Cabral, A. E. B. (2023). Durability analysis of partial replacement of ordinary Portland cement by white glass waste concrete. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, *8*(1), 43.

Davis R.H., Zhao Y., Galvin K.P., Wilson H.J. Solid-solid contacts due to surface roughness and their effects on suspension behavior. R. Soc. 2003

De Azevedo, A. R. G., Alexandre, J., Zanelato, E. B., & Marvila, M. T. (2017). Influence of incorporation of glass waste on the rheological properties of adhesive mortar. *Construction and Building Materials*, *148*, 359-368.

European Standard EN 197-1:2012 Cement – Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements.

Habert G (2014) Assessing the environmental impact of conventional and "green" cement production. In: *Eco-efficient construction and building materials*. Elsevier, pp 199–238. https://doi. org/ 10. 1533/ 97808 57097 729.2. 199.

Hanehara, S., Yamada, K. Rheology and early age properties of cement systems, *Cem. Concr. Res*. 38 (2) (2008) 175–195.

Khudair, A. Y.; Mohammed, M. K.; Hama, S. M. Optimization of glass powder content in self-compacting concrete as partial replacement of cement. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020.

Mzwandile, J., Willy, M., & Huhle, R. (2023). Cement paste yield stress and self-compacting mortar stability. Construction & Building Materials, 393, 131917.

Nemocón, S.A.G., Marriaga, J. M. L., Puerto, J. D. Rheological and hardened properties of self-compacting concrete using hollow glass microspheres as a partial replacement of cement. *Construction and Building Materials* 342 (2022) 128012.

Srinivasan, Malur. (2014). Assessment of the potential of three attritor-milled and consolidated nanostructured materials for sliding wear resistance applications. The Journal of CPRI. Volume 10. 183-190.

Tanner R.I., Dai S. Particle roughness and rheology in noncolloidal suspensions. J. Rheol. 2016;60:809–818.

Tariq, S., Scott, A. N., Mackechnie, J. R., & Shah, V. (2022). Glass powder replacement in self-compacting concrete and its effect on rheological and mechanical properties. Journal of Sustainable Cement-Based Materials, 11(3), 240–256.

Zhang, C., Kong, X., Yin, J., Fu, X. Rheology of fresh cement pastes containing polymer nanoparticles, *Cem. Concr. Res*. 144 (2021), 106419.

ETUDE DE L'HOMOGENEISATION DE FILLER CALCAIRE DANS LE BITUME NAPHTENIQUE

OUAZRI Marouane[1], MAHERZI Walid[1], LESUEUR Didier[1], KHOUCHAF Lahcen[1]

[1] *Europe IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, Centre for Materials and Processes, F-59000 Lille, France (marouane.ouazri@imt-nord-europe.fr)*

RESUME Cette étude se concentre sur le processus d'homogénéisation du mélange de filler calcaire dans le bitume naphténique, visant à obtenir une distribution uniforme des diamètres de particules à travers le mélange. Elle vise spécifiquement à assurer que chaque classe de taille soit représentée de manière équivalente dans chaque intervalle de diamètre, optimisant ainsi l'intégration des particules de filler dans la matrice bitumineuse. L'étude se concentre également sur l'optimisation des temps de malaxage pour garantir une dispersion efficace des particules. Le bitume naphténique, choisi pour ses propriétés distinctives, a été mélangé avec 5% de filler calcaire à une température de 140 °C, en variant le temps d'agitation (5, 15, et 30 minutes). L'effet de ces variations sur la distribution des particules de filler a été observé et quantifié à l'aide de la microscopie optique et de l'analyse d'image, permettant d'extraire des mesures précises des diamètres des particules individuelles. L'analyse statistique a ensuite été appliquée pour évaluer l'homogénéité de la dispersion des particules de filler, suggérant que des temps de malaxage plus longs favorisent une meilleure homogénéisation, ainsi que les particules plus fines s'homogénéisent de manière plus efficace dans le bitume que les particules plus grossières.

Mots-clefs Homogénéisation, Filler calcaire, Bitume, Dispersion des particules.

Key-words Homogenization, Limestone filler, Bitumen, Particle dispersion.

Modalité de présentation Présentation orale.

I. INTRODUCTION

La durabilité, la résistance et la performance des matériaux bitumineux jouent un rôle crucial dans la longévité et la sécurité des infrastructures routières. Dans ce contexte, l'amélioration des propriétés du bitume par l'ajout de filler, tel que le calcaire, représente une stratégie prometteuse pour renforcer ces caractéristiques essentielles. Le bitume naphténique, connu pour ses propriétés distinctives, telles que sa haute fluidité à température de travail et sa bonne réactivité avec les fillers, offre un potentiel intéressant dans l'élaboration de mélanges bitumineux améliorés. Cependant, la dispersion homogène du filler dans le bitume est cruciale pour exploiter pleinement les avantages de cette synergie. Cette étude vise à optimiser le temps de malaxage nécessaire pour obtenir une meilleure homogénéisation de filler calcaire dans le bitume naphténique, un aspect fondamental pour garantir une amélioration des propriétés du mélange final.

Cette recherche explore l'effet de différents temps d'agitation (5, 15 et 30 minutes) sur l'homogénéisation de 5% de filler calcaire dans le bitume naphténique, exprimé en pourcentage massique. Plusieurs concentrations de filler ont été testées initialement (1%, 5%, 10%, 20% et 30%), avec une analyse approfondie des images obtenues au microscope optique. Après évaluation, il a

été déterminé que des concentrations supérieures à 10% présentaient une densité excessive de particules, tandis que 1%, les particules sont trop peu nombreuses pour être efficaces. Ainsi, le pourcentage de 5% a été retenu comme optimal pour assurer une dispersion appropriée du filler dans le bitume naphténique. L'objectif principal est d'identifier le temps d'agitation optimal qui permet une distribution uniforme des particules de filler, ce qui est essentiel pour améliorer les propriétés mécaniques et la performance du mélange bitumineux. Pour cela, une approche méthodique a été adoptée, combinant des techniques de microscopie optique avancée et d'analyse d'image pour observer et quantifier l'homogénéisation des particules de filler.

L'utilisation de la microscopie optique permet d'obtenir des images détaillées des échantillons, révélant la distribution et la morphologie des particules de filler au sein du bitume. Ces images sont ensuite analysées avec le logiciel ImageJ, un outil puissant pour le traitement d'image, permettant d'extraire des mesures précises des diamètres des particules individuelles. Les données recueillies fournissent la base pour une analyse statistique rigoureuse, incluant le rapport de la superficie des particules, le nombre de particules, et la taille moyenne des particules, à travers les différents temps d'agitation. L'objectif est de déterminer l'influence du temps de malaxage sur l'homogénéité de la dispersion des particules de filler, avec comme hypothèse que des conditions optimisées conduiront à une distribution uniforme des diamètres des particules, reflétant une homogénéisation efficace.

INDICE D'ÉVALUATION DE L'ÉTAT DE DISPERSION

À travers les recherches précédentes (Li, R., Dai 2018), il a été démontré que le rapport de superficie des particules, peut être défini comme le quotient de la somme des superficies des particules par la superficie totale du rectangle (image), et le nombre de particules présentent des caractéristiques de distribution normale. Par conséquent, une méthode d'évaluation quantitative de la dispersion de filler dans le bitume basé sur le rapport de superficie, le nombre et la taille moyenne des particules pourrait être proposée. Le coefficient de variation du rapport de superficie (Vx1) et le coefficient de variation du nombre (Vx2) peuvent être définis comme suit ((Li, R., Dai 2018):

$$V_x = \frac{\sigma_x}{E_x},\ E_x = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} X_i \qquad (3)$$

Où :

σx = l'écart-type du rapport de superficie ou du nombre de particules de filler,

Ex = la valeur moyenne du rapport de superficie ou du nombre de particules de filler,

Xi = le rapport de superficie X_s ou le nombre de particules X_n de filler,

n = 4 représente le nombre total d'observations, correspondant aux quatre images obtenues de chaque mélange. Chaque image est prise d'une lame différente contenant un film mince de filler/bitume, fournissant ainsi quatre mesures indépendantes pour chaque mélange analysé.

II. Méthodologie

Dans le cadre de cette étude on a utilisé le bitume naphténique, issu principalement de pétroles bruts naphténiques. Ces pétroles, caractérisés par une teneur élevée en hydrocarbures naphténiques (cycles saturés), produisent un bitume qui se distingue par une meilleure fluidité à basse température et une grande souplesse, due à sa faible teneur en paraffines et à sa richesse en composés tensioactifs. Il provient principalement de pétroles bruts lourds. Notre étude s'est concentrée sur l'analyse de l'homogénéisation de ce bitume lorsqu'il est mélangé avec du filler calcaire issu des gisements de marbre blanc des Pyrénées Orientales dans le Sud de la France. Pour ce faire, nous avons utilisé un équipement spécialisé, figure 1, permettant un contrôle précis de la température à 140°C et de la vitesse d'agitation à 200tr/min durant la préparation des mélanges. bitume-filler.

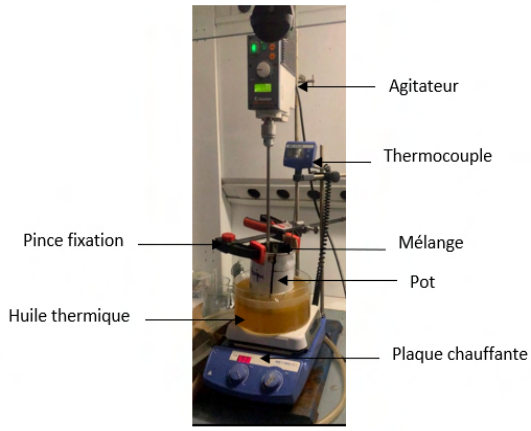


Figure 1 équipement de préparation des mélanges

III. Résultats et discussions.

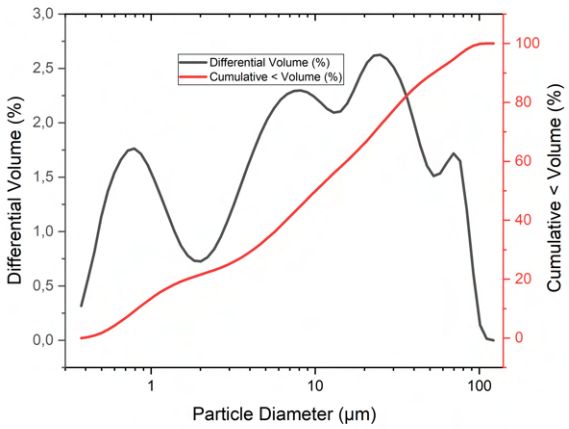


Figure 2 Distribution granulométrique du filler calcaire.

La Figure 2, présente une distribution granulométrique allant de 0 µm à 110 µm. Le diamètre médian (d50) est de 10,07 µm, tandis que 90% des particules ont un diamètre inférieur à 52,65 µm (d90). La courbe représentée en noir, volume différentiel (%), indique le pourcentage de l'ensemble du volume de particules qui se trouve dans chaque classe de taille de diamètre spécifique. La courbe rouge indique le pourcentage cumulatif de volume des particules. Elle commence à 0% et atteint 100% à la taille de particule maximale.

Utilisation du microscope optique pour l'étude de l'homogénéisation.

Dans notre étude on a utilisé le microscope optique Leica DM 2500M avec un objectif plan EPI grossissement 10×/0.25 pour visualiser Le filler calcaire L'utilisation d'un microscope optique était justifiée par la distribution granulométrique du filler, s'étendant de 0 µm à 110 µm. Grâce à la résolution d'environ 1,34 µm de notre objectif, nous avons pu visualiser efficacement les particules de filler dans le bitume.

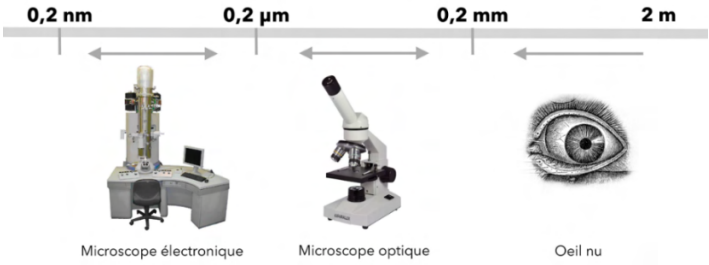


Figure 3 Echelles de résolution des instruments d'observation.

En utilisant le dispositif de malaxage, trois mélanges de bitume naphténique (Bn) avec 5% de filler calcaire (5c) ont été préparés à différents temps de malaxage : 5, 15 et 30 minutes (5,15 et 30m). Une fois mélangés, ils sont étalés dans une coupelle et laissés refroidir. De chaque coupelle, quatre prélèvements d'environ 0,2 g, avec une tolérance de ±0.05 g, sont réalisés. Ces prélèvements sont ensuite délicatement étendus sur des lames de verre chaudes pour former des films minces (voir Figure 4). Pour chaque mélange, quatre films sont ainsi préparés à partir de la même coupelle. Des images de ces films sont prises (voir Figure 5) Les particules de filler calcaire présentes dans le bitume ont été observées à l'aide d'un microscope optique équipé d'un système de lumière transmise. Les images obtenues ont ensuite été analysées avec le logiciel ImageJ afin d'obtenir la superficie des particules. La moyenne des résultats a été calculée.

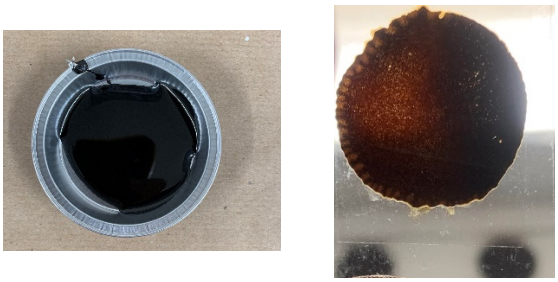
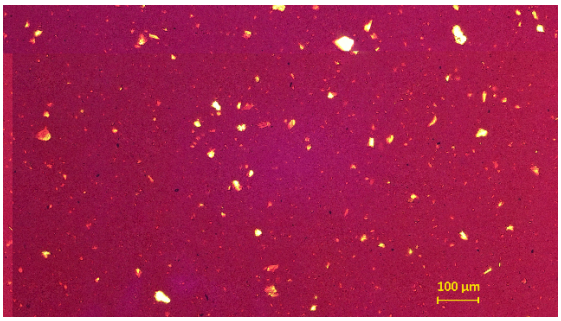
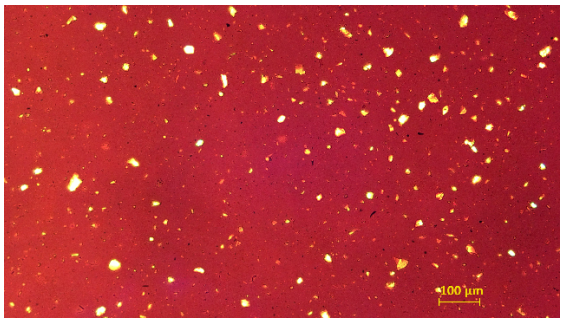


Figure 4 Préparation de films minces de bitume naphténique avec filler calcaire

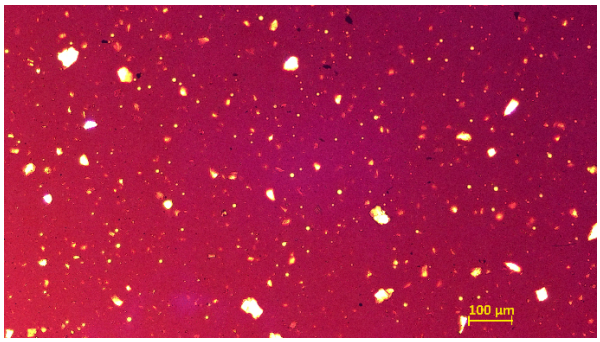
Nous avons effectué un traitement d'image avec ImageJ pour extraire et analyser les diamètres des particules individuelles. L'analyse statistique du rapport de la superficie des particules, le nombre de particules et la taille moyenne des particules est réalisée en utilisant les données obtenues à partir des différentes images. Une homogénéisation efficace se traduira par des résultats statistiques similaires pour les diamètres des particules dans chaque image. En d'autres termes, nous nous attendons à une distribution uniforme des diamètres des particules dans tout le mélange



(a): 5% filler calcaire -5 min



(b): 5% filler calcaire - 15 min



(c): 5% filler calcaire - 30 min

Figure 5 Images de filler/bitume obtenues à l'aide du microscope optique

Ces images montrent clairement l'homogénéisation des particules de filler calcaire dans le bitume. Un traitement d'image a ensuite été réalisé pour calculer la superficie de chaque particule de calcaire, le nombre de particules et la taille moyenne des particules. Le rapport de superficie des particules a été défini comme le rapport entre la somme des superficies des particules et la superficie totale du rectangle observé. Deux coefficients de variation, Vx1 le coefficient de variation de variation du nombre (voir tableau 1) et Vx2 le coefficient de variation du rapport de superficie (voir tableau 2), ont été calculés pour évaluer l'uniformité de l'homogénéisation.

Tableau 1 Résultats du coefficient de variation du nombre.

	Nombre de particules				
		Nombre des particules dans l'intervalle	Ex valeur moyenne de nombre des particules	σx l'écart-type du nombre de particules	Vx1 Le coefficient de variation de variation du nombre
Bn-5c- 5m	1	3306	2687,5	585,0	0,218
	2	2852			
	3	1902			
	4	2690			
Bn-5c- 15m	1	2208	2466,0	256,9	0,104
	2	2806			
	3	2346			
	4	2504			
Bn-5c- 30m	1	2083	1999,5	64,6	0,032
	2	1988			
	3	1926			
	4	2001			

Tableau 2 Résultats du coefficient de variation du rapport de superficie.

	Rapport de la superficie des particules				
		Rapport de la superficie des particules dans l'intervalle	Ex valeur moyenne du rapport de la superficie	σx l'écart-type du rapport de la superficie des particules	Vx2 Le coefficient de variation du rapport de superficie
Bn-5c- 5m	1	0,033	0,029	0,0037	0,125
	2	0,024			
	3	0,030			
	4	0,029			
Bn-5c- 15m	1	0,029	0,030	0,0019	0,062
	2	0,029			
	3	0,030			
	4	0,033			
Bn-5c- 30m	1	0,032	0,032	0,0009	0,028
	2	0,033			
	3	0,031			
	4	0,032			

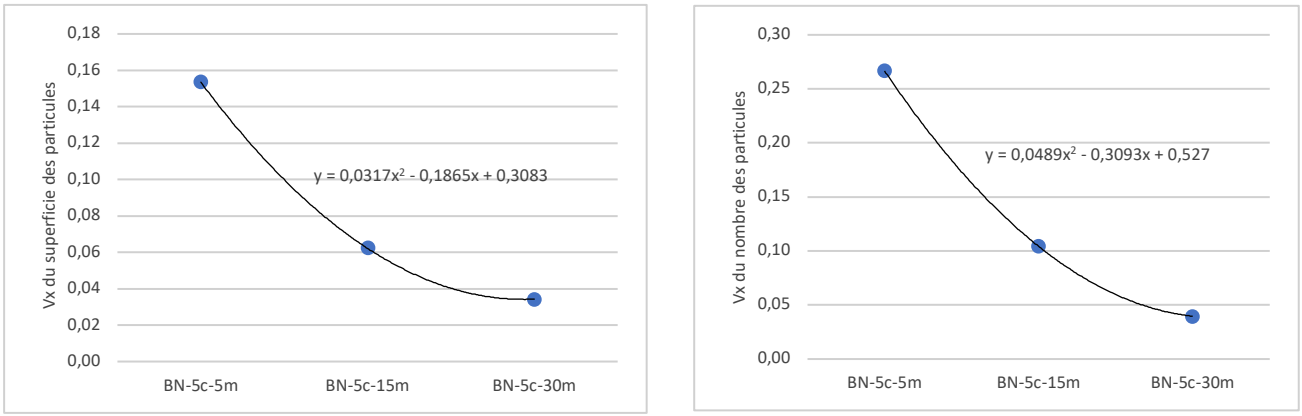


Figure 4 : À gauche, courbe représentant l'évolution du coefficient de variation du nombre de particules en fonction du temps d'agitation ; à droite, courbe de l'évolution du coefficient de variation de la surface des particules en fonction du temps.

Les résultats, détaillés dans les tableaux 1, 2 et la figure 6, permettent d'établir un lien entre le temps de malaxage et l'uniformité de l'homogénéisation des particules. Nous pouvons constater que plus le temps de malaxage est long, plus l'homogénéisation des particules est uniforme, ce qui est crucial pour optimiser les propriétés mécaniques et la durabilité du mélange bitumineux final.

À partir des intervalles présentés dans le tableau 3 et la figure 7 fourni, une étude approfondie a été réalisée pour analyser la distribution granulométrique des particules de filler calcaire dans le bitume naphténique. Des mesures ont été effectuées sur un éventail de classes de diamètre de 0 à 80 µm.

1. Variation du Nombre de Particules (Vx1): Pour les trois durées de malaxage, on observe que les valeurs de Vx1 tendent à diminuer avec l'augmentation du temps de malaxage pour la plupart des intervalles de taille des particules. Ceci suggère une meilleure homogénéisation des particules dans le bitume avec un temps de malaxage plus long.

2. Variation de la Superficie des Particules (Vx2): De manière similaire, les valeurs de Vx2 diminuent aussi généralement avec des temps de malaxage plus longs. Des valeurs de Vx2 plus faibles indiquent une distribution plus uniforme de la taille des particules et, par conséquent, une meilleure homogénéisation des particules dans le bitume.
3. Homogénéisation des Tailles de Particules : En comparant les coefficients de variation pour les différentes tailles de particules, on remarque que les particules plus fines (par exemple, dans les intervalles de diamètre 0,2-0,5 µm) présentent souvent des coefficients de variation plus faibles que les particules plus grossières (par exemple, 5-6 µm et au-delà). Cela suggère que les particules plus fines s'homogénéisent de manière plus efficace dans le bitume que les particules plus grossières.
4. Impact du Temps de Malaxage : La réduction des coefficients de variation avec des temps de malaxage plus longs indique que le processus d'homogénéisation s'améliore avec le temps. En particulier, pour les particules de plus petite taille. En effet, un temps de malaxage de 30 minutes semble particulièrement efficace pour obtenir une bonne homogénéisation

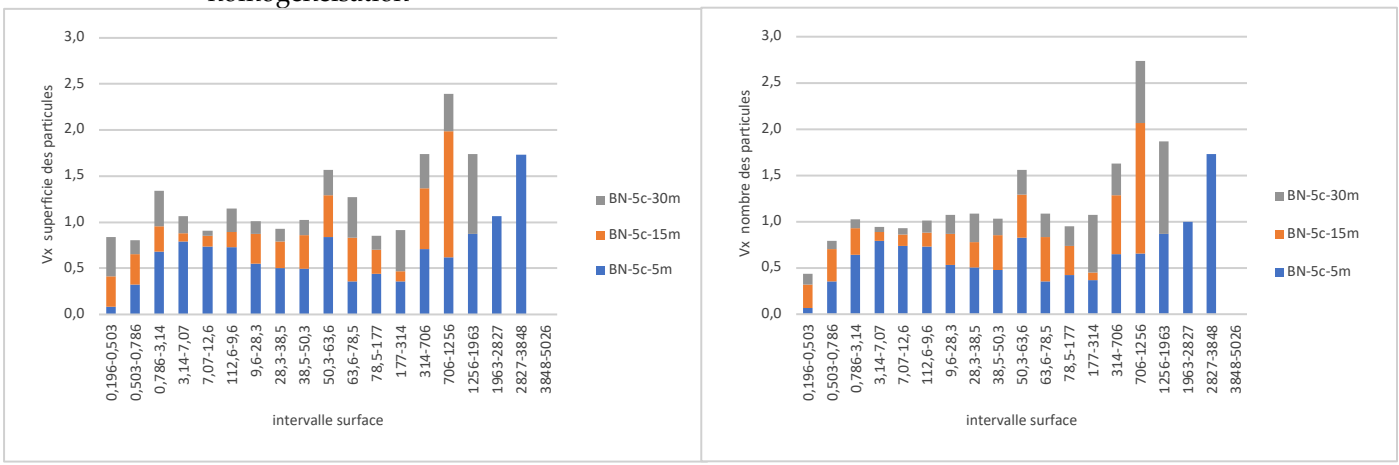


Figure 5 : à gauche, coefficient de variation de la superficie des particules et à droite coefficient de variation du nombre des particules dans chaque intervalle

En ce qui concerne les plus grands intervalles de taille, un Vx1 et Vx2 nul indique une absence totale de particules détectées dans ces plages, ce qui confirme que ces tailles de particules ne sont tout simplement pas présentes dans l'image prise à l'aide du microscope optique après le traitement. Une agitation de 5 minutes produit des Vx1 et Vx2 non nuls dans les plages de plus grandes tailles particulaire de diamètre 50-60µm et 60-70µm, ce qui indique que les particules sont agglomérées. Cette durée d'agitation semble insuffisante pour décomposer ces agglomérats, résultant en une grande hétérogénéité dans les mesures de taille et de nombre de particules. Cependant, avec des durées d'agitation étendues à 15 et 30 minutes, les Vx1 et Vx2 deviennent nuls dans ces mêmes plages, témoignant d'une amélioration significative de la dispersion des particules. Cette observation suggère une décomposition efficace des agglomérats en particules plus fines et mieux réparties, illustrant l'effet bénéfique d'un temps d'agitation prolongé sur l'uniformité du mélange.

Tableau 3 Résultats du coefficient de variation du nombre des particules et de la superficie des particules dans chaque intervalle.

		Vx1 Le coefficient de variation du nombre des particules			Vx2 Le coefficient de variation de la superficie des particules		
Intervalle Area µm²	Diamètre particule µm	BN-5c-5m	BN-5c-15m	BN-5c-30m	BN-5c-5m	BN-5c-15m	BN-5c-30m
0-0,126	**0-0,4**	0,13	0,19	0,87	0,13	0,19	0,87
0,126-0,196	**0,4-0,5**	0,00	0,00	1,73	0,00	0,00	1,73
0,196-0,503	**0,5-0,8**	0,06	0,26	0,11	0,08	0,33	0,42
0,503-0,786	**0,8-1**	0,35	0,35	0,09	0,32	0,33	0,15
0,786-3,14	**1-2**	0,65	0,28	0,10	0,68	0,28	0,38
3,14-7,07	**2-3**	0,79	0,10	0,05	0,79	0,09	0,18
7,07-12,6	**3-4**	0,74	0,12	0,07	0,74	0,12	0,06
112,6-9,6	**4-5**	0,73	0,15	0,13	0,73	0,16	0,26
9,6-28,3	**5-6**	0,53	0,33	0,21	0,55	0,33	0,14
28,3-38,5	**6-7**	0,50	0,27	0,31	0,51	0,29	0,14
38,5-50,3	**7-8**	0,48	0,37	0,18	0,49	0,37	0,16
50,3-63,6	**8-9**	0,83	0,47	0,26	0,84	0,46	0,28
63,6-78,5	**9-10**	0,36	0,48	0,26	0,36	0,47	0,44
78,5-177	**10-15**	0,42	0,32	0,21	0,44	0,26	0,15
177-314	**15-20**	0,37	0,08	0,63	0,36	0,11	0,45
314-706	**20-30**	0,65	0,63	0,34	0,71	0,66	0,37
706-1256	**30-40**	0,65	1,41	0,67	0,62	1,36	0,41
1256-1963	**40-50**	0,87	0,00	1,00	0,87	0,00	0,87
1963-2827	**50-60**	1,00	0,00	0,00	1,07	0,00	0,00
2827-3848	**60-70**	1,73	0,00	0,00	1,73	0,00	0,00
3848-5026	**70-80**	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totale		0,27	0,27	0,10	0,04	0,15	0,06

IV. Conclusion

Dans ce travail, nous avons montré que l'homogénéisation des particules du filler calcaire dans le bitume naphténique est fortement influencée par la durée du malaxage. Les particules plus fines se sont révélées s'homogénéiser plus efficacement que les particules plus grossières. De plus, un allongement du temps de malaxage a été associé à une amélioration de l'uniformité de l'homogénéisation. De plus, l'état de l'homogénéisation des particules peut être évalué quantitativement à travers la variation du rapport de superficie, le coefficient de variation, ainsi que la taille moyenne des particules, offrant des indicateurs précis de l'homogénéisation. Ces résultats montrent l'importance de l'optimisation du processus de malaxage pour améliorer les propriétés des mélanges bitumineux, pour le développement de matériaux bitumineux avec des propriétés mécaniques et de durabilité améliorées, destinés aux infrastructures routières.

REFERENCES

Ma, T., 2007, "Investigation of Aged Asphalts Film Transfer During Hot In-place Recycling of Asphalt Pavement," M.S.thesis, Oklahoma State University, Stillwater, OK, https://doi.org/10.1109/ICMSS.2011.5998263

Li, R., Wang, C. C., Wang, P. Z., and Pei, J. Z., "Preparation of a novel flow improver and its viscosity-reducing effect on bitumen," Fuel, Vol. 181, 2016, pp. 935–941, https://10.1016/j.fuel.2016.05.028

Li, R., Dai, Y., Wang, P., Sun, C., Zhang, J., and Pei, J., "Evaluation of Nano-ZnO Dispersed State in Bitumen with Digital Imaging Processing Techniques," Journal of Testing and Evaluation, Vol. 46, No. 3, 2018, pp. 974–983, https://doi.org/10.1520/JTE20160401. ISSN 0090-3973

Li, Z., 2002, "Analysis of the Volume Fraction of Asphalt Mixture Based on Digital Image Processing Technology," Ph.D. thesis, Harbin Institute of Technology, Harbin, China.

Mazurek, Grzegorz, Juraj Šrámek, and Przemysław Buczyński. 2022. "Composition Optimisation of Selected Waste Polymer-Modified Bitumen" *Materials* 15, no. 24: 8714. https://doi.org/10.3390/ma15248714

S.A. Karthik a,*, S.S. Manjunath b , « Automatic gridding of noisy microarray images based on coefficient of variation », 2019, https://doi.org/10.1016/j.imu.2019.100264

Evan C. Crawford , James K. Mortensen 2, « An ImageJ1 plugin for the rapid morphological characterization of separated particles and an initial application to placer gold analysis », 2007, doi:10.1016/j.cageo.2007.11.012

Enesi Y. Salawu a,* , Asoro O. Elvis a , Oluseyi O. Ajayi a , Samson O. Ongbali a , Sunday A. Afolalu a,b "Particle size distribution analysis of carburized HT250 gray cast iron using ImageJ " ,2023, https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.08.321

Béton de terre crue et stabilisée : Procédés de mise en œuvre et propriétés mécaniques

Atmane KATTI[1,2], Saber IMANZADEH[1,2], Armelle JARNO[2], Tariq OUAHBI[2], Said TAIBI[2], Eduardo SUZA DE CURSI[1]

[1] *INSA Rouen Normandie, Normandie Univ, LMN UR 3828, F-76000, Rouen, France.*

[2] *Normandie Université, UNIHAVRE, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, CNRS UMR 6294, Le Havre, France.*

RESUME Les enjeux écologiques, environnementaux et économiques encouragent aujourd'hui l'utilisation des matériaux à base de terre crue, qui présentent un impact carbone très limité avec une faible consommation d'énergie grise, que ce soit dans les phases de transformation ou de transport. Aussi, c'est un matériau à très faible coût de fabrication composé généralement de constituants bio-géosourcés accessibles, disponibles et recyclables. Il existe différentes techniques pour construire en terre crue, parmi lesquelles en retrouve le béton de terre crue où le procédé de mise en œuvre est similaire à celui d'un béton traditionnel. Bien que l'ajout de bio-liants à la terre soit à terme le but recherché, on a encore parfois recours à des liants minéraux pour atteindre les performances mécaniques requises pour son utilisation dans l'aménagement des travaux publics et du bâtiment. La comparaison des études menées sur ce matériau s'avère souvent difficile car les protocoles expérimentaux sont souvent différents et la matière première 'terre' présente des caractéristiques granulométriques différentes. Afin d'établir des recommandations pour ce matériau, il convient de rationaliser les procédés de fabrication en établissant des protocoles de fabrication. L'objectif de l'étude consiste à comparer les différentes méthodes de préparation du béton de terre crue en lien avec les performances mécaniques atteintes.

Mots-clefs béton en terre coulée, construction, méthodes, préparation.

Modalité de présentation Orale

I. INTRODUCTION

La construction en béton de terre crue offre des avantages économiques, environnementaux et écologiques significatifs dans les secteurs des travaux publics et du bâtiment. Faleschini et al. (2023) a estimé le gain en émission de carbone de 32% par rapport au béton traditionnelle (mélange sable et ciment). Sur le plan économique, elle permet une réduction des coûts d'acheminement et d'approvisionnement, car la terre est disponible localement sous certaines conditions (Sanitaire, granulométrie et argilosité). Sur le plan environnemental, elle préserve la morphologie des sites de construction sans les dénaturer. Sur le plan écologique, elle contribue à des gains énergétiques et une réduction des traitements chimiques [Delgado et al. 2006].

Le développement des études sur la terre crue a incité les organismes de normalisation à établir des définitions et des recommandations pour différentes techniques de construction en terre

[Niroumand et al. 2013]. Ces recueils définissent les paramètres des terres utilisées, tels que la taille des particules, la teneur en eau, la limite de plasticité et la nature des fibres végétales à incorporer dans les mélanges. Cependant, la comparaison des études sur ce matériau est complexe en raison des protocoles expérimentaux variés et des différences granulométriques de la matière première, la terre. Afin d'établir des recommandations pour la construction en béton de terre [Van Damme et al. 2018], [Ronsoux et al. 2012], [Imanzadeh et al. 2018], il est crucial de rationaliser les procédés de fabrication en élaborant des protocoles standardisés, dans un avenir proche. L'objectif de cette étude est de comparer les différentes méthodes de préparation du béton de terre crue, en mettant l'accent sur les performances mécaniques.

II. Matériaux et méthodes

L'étude se focalise sur des publications récentes entre 2015 et 2021 [Imanzadeh et al. 2020], [Eid et al. 2015], [Ngo et al. 2020] et [Pinel et al. 2021], traitant de la construction en béton de terre crue et de ses performances mécaniques. Les protocoles d'essai (figure 1) examinés se déroulent en deux phases principales : la production des éprouvettes et la réalisation des essais. La première phase inclut la caractérisation du matériau terre et des liants, ainsi que la méthode de fabrication des échantillons. La seconde phase aborde les dispositifs expérimentaux utilisés et la conduite des essais pour évaluer les propriétés mécaniques du matériau.

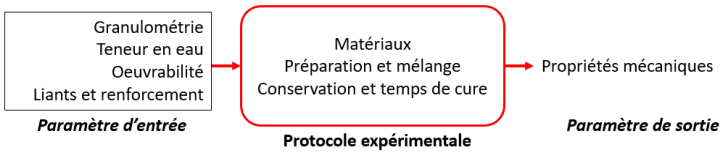


Figure 1. Schéma de principe de la conduite des essais de laboratoire

Matériaux

Caractérisation du matériau terre et des liants

La caractérisation des matériaux utilisés dans la fabrication des bétons de terre crue, tels que la terre et les liants (fibres, chaux et ciment), est essentielle pour garantir la qualité et les performances du matériau de construction final. Les aspects à considérer lors de la caractérisation de ces composants sont : la granulométrie, limite d'Atterberg et composition minéralogique des terres utilisées, le type, dimensions et teneur en fibres, teneur de la chaux et du ciment dans le mélange, l'incorporation des additifs, comme les superplastifiants, etc.

Le tableau 1 présente un inventaire des matériaux utilisés pour la réalisation d'un béton de terre crue. On observe une utilisation des sols variant de l'argile au gravier 4/10 mm en ajoutant des particules de sable, des fibres pour le renforcement des échantillons et des additifs comme le superplastifiant (Tempo 10) pour réduire la quantité d'eau. L'ensemble des études utilise des liants hydrauliques comme le ciment et la chaux sauf pour l'étude de Eid et al. 2015, qui discute le phénomène de succion en présence de fibres végétales et synthétiques sans l'ajout de liant minéraux.

Tableau 1 : Mélanges proposés dans des articles scientifiques

Auteur	Terre	Chaux	Ciment	Additif	Fibre	Superplastifiant
Eid et al. 2015	Limon naturel (W_L = 20 % IP = 6%) Sable-limoneux SL(SM)	Fibre végétale de Lin (longueur 7 cm) et synthétique (maillage 18 * 18 cm²)				
Imanzadeh et al. 2018 - 2020		Chaux vive calcique CL 90-Q (R5, P3) EN459-1	Ciment (CEM I 52.5 N)	Sans fibre végétale (2018) / Avec Fibre végétale (2020) Ø (mm) [10 ; 15]		Superplastifiant Tempo 10
Ngo et al. 2020	Sol argilo-limoneux (W_L = 51,74 %, IP = 21,66%) Sol sableux - 72% Sable	Chaux 100 NHL5	Ciment (CEM V (SV) 42,5 N	Fibre végétal (fibre de chanvre) - Densité = 100 kg/m3 - Longueur [5 et 25 mm] Ø <2 mm		
Pinel et al. 2021	Argilo-Calcaire AC 0-100 0/4mm sable et 4/10mm gravier	Ration Eau/Liant [0,67% ; 0,73%]		Dispersant S-HMP Sodium-HexMetaPhosphate Agent acidifiant : GDL Glucono-d-Lactone		

Fabrication des échantillons

La fabrication d'échantillons de béton de terre crue implique plusieurs étapes pour garantir la qualité et la représentativité des résultats obtenus lors des essais. La figure 2 ci-dessous indique les durées de fabrication d'échantillons pour ce type de matériau.

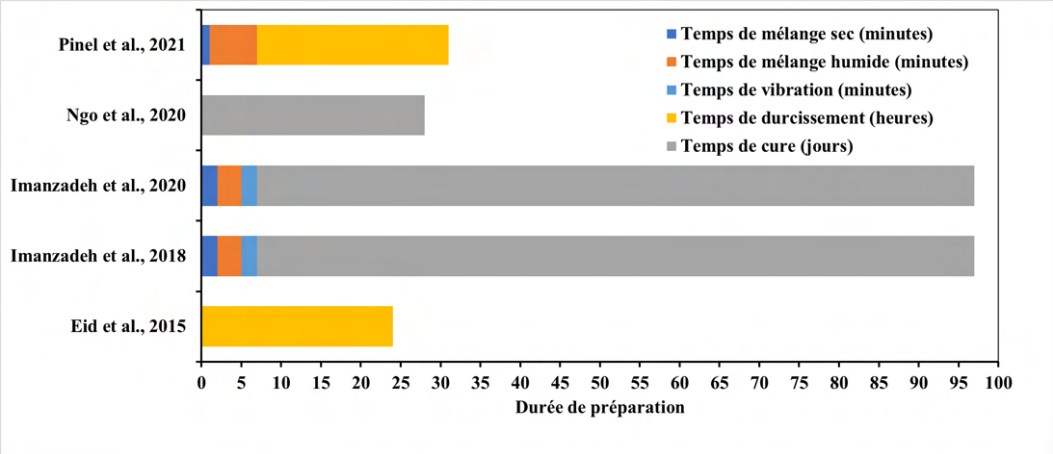


Figure 2. Durée de conduite **des essais de laboratoire par auteur**

Deux articles précisent la présence d'étape de préparation préliminaire avant le début de la préparation des mélanges : Le premier article Pinel et al. (2021), préconise la dilution de la solution d'alginate et Sodium HexaMétaPhosphate 24 heures dans l'eau avec une concentration de 12 à 15 g/l avant la réalisation du béton de terre crue, le deuxième article Imanzadeh et al. (2020), utilise un limon chauffé à 60°C pendant 48 heures avant la préparation du mélange.

La figure 2 fait apparaitre un manque d'information quantitative sur les temps de mélange et vibration du coulis de certaines études comme celles de Eid et al. (2015) et Ngo et al. (2020). Cela s'explique sur le fait que les deux expérimentateurs ont choisi une approche plutôt basée sur l'œil expert désigné par la terminologie « homogénéisation » dans leurs publications, néanmoins l'ensemble des études respectent des durées de durcissement et de cure pour atteindre un objectif de performance mécanique. Par exemple, Pinel et al. (2020) terminent la phase de préparation par une durée de conservation de 24 heures nécessaire pour permettre le démoulage des éprouvettes.

Tableau 2 : **Mise en œuvre et conditions du milieu ambiant**

Auteur	Méthode		Milieu
	Contrainte de mise en œuvre	*Moule*	*Condition*
Eid et al. 2015	Limite de liquidité (LL)	Moule 200 x 200 mm² et 16 mm de hauteur recouvert par du papier teflon	Température 20°C Humidité RH40%
Imanzadeh et al. 2018 - 2020	Classe S3 (NF EN 206-1)	Moule cylindrique hauteur 100 mm et Ø50 mm	Température 22°C Humidité RH50%
Ngo et al. 2020	Affaissement max 16,5 cm	Moule cubique de coté 10 cm	Température 20°C Humidité RH90%
Pinel et al. 2021	Classe S4 (NE EN12350-2)	Moule hérmetique en trois couche vibré hauteur 220 mm et Ø110 mm	Température de l'eau [12, 14°C]

Le tableau 2 présente un inventaire des méthodes de réalisation d'un béton de terre crue en précisant les différentes contraintes de mise en œuvre : mélange à la limite de liquidité ou classification au cône d'Abrams, les caractéristiques des moules et l'état du milieu représenté par la température ambiante soit 20 à 22 °C pour l'ensemble des études et le taux d'humidité variant de 40 % à 90 %.

Méthodes expérimentales

Dispositifs expérimentaux

Les dispositifs expérimentaux et les outils utilisés pour caractériser le matériau terre mis en œuvre sont regroupés par auteur dans le tableau 3 :

Tableau 3. Dispositifs expérimentaux et outils numériques

Auteur	Dispositifs expérimentaux			Outil numérique	
	Appareil 1	Appareil 2	Appareil 3	Outils 1	Outils 2
Eid et al. 2015	Caméra numérique	Mixeur	/	/	VIC 2D[1]
Imanzadeh et al. 2018 - 2020	Presse électromécanique de capacité 100 [kN] avec capteur de force et de déplacement 0.1[mm/min]	Malaxeur 4 Litres	Table de vibration	MODDE[2]	/
Ngo et al. 2020	Presse électromécanique de capacité 50 [kN] avec capteur de force et de déplacement 0,5[mm/min]	Mixeur	Vibration	/	/
Pinel et al. 2021	Presse électromécanique avec capteur de force et de déplacement 1[mm/min]			/	/

[1] Vic 2D : Logiciel de corrélation d'images en deux dimensions.

[2] MODDE : logiciel de construction et d'analyse des plans d'expériences.

Conduite des essais

Suivre des procédures expérimentales normalisées et documenter pour chaque étape du processus de fabrication des échantillons permet de garantir la reproductibilité des résultats. Les conditions de fabrication et de cure doivent être cohérentes avec les paramètres étudiés.

Dans le cas des articles qui sont décrites dans la présente étude, le tableau 4 détaille les paramètres étudiés et les résultats remarquables pour chaque auteur.

Tableau 4 : Paramètre étudié et résultats

Auteur	Paramètre étudié	Résultat
Eid et al. 2015	Déformation et formation des fissures	Cas de limon naturel : la première fissuration apparait à une quantité d'eau d'environ 20.7 % qui correspond à une succion de 30 kPa. Cas de limon naturel avec du renforcement en fibre : la première fissuration apparait à une quantité d'eau inferieur à 20.7 % qui correspond à une succion supérieure à 30 kPa.
Imanzadeh et al. 2018	Résistance à la compression	[1 - 4,8 MPa]
Imanzadeh et al. 2020	Ductilité	Indice i' [1.29, 1.41] = %fibre [0.35, 0.45%]
Ngo et al. 2020	Résistance à la compression	[1 – 5 MPa]
Pinel et al. 2021	Résistance à la compression	[0,35 - 0,39 MPa]

Le béton de terre crue nécessite souvent l'ajout d'un liant, minéral ou biopolymère, pour assurer la cohésion et la prise du matériau, ce qui lui confère des propriétés similaires à celles d'un béton traditionnel. Cependant, la mise en œuvre par coulage induit une densité relativement faible, différente des densités sèches plus élevées observées pour les autres modes de fabrication en terre crue. Cette faible densité expose le matériau à des fissurations par dessiccation lorsqu'il devient non saturé, c'est-à-dire lors du processus de séchage.

Des études, telles que celles de Eid et al. 2015, se sont penchées sur la fissuration par dessiccation des bétons de terre crue en utilisant la technique d'analyse d'images. L'étude montre l'effet positif de l'ajout des fibres végétales et synthétique dans la diminution des temps de formation des fissurations sur les échantillons. Imanzadeh et al. (2018 ; 2020) ont optimisé la formulation des bétons de terre crue grâce à l'approche par plan d'expériences puis ils ont travaillé sur la ductilité, paramètre très important dans le domaine du comportement dynamique des structures. Les travaux de Ngo et al. 2020 s'intéressent au renforcement par fibre de chanvre et l'impact de l'utilisation des sols argileux dans la préparation des bétons de terre crue.

IV. Conclusion

Les protocoles variés proposés par les auteurs pour caractériser mécaniquement les bétons de terre crue ont abouti à des résultats cohérents, notamment en ce qui concerne la résistance à la compression, avec des valeurs autour de 5 MPa, adaptées pour des murs porteurs. D'autres études ont également abordé la déformation et la réduction des fissurations en ajustant les formulations. Grâce à l'utilisation de protocoles rigoureux et de formulations précises, les résultats expérimentaux sont devenus cohérents malgré les variations des matériaux. L'intégration de techniques de renforcement telles que l'utilisation de fibres végétales a permis d'anticiper les désordres lors de la mise en œuvre expérimentale, offrant ainsi une approche plus prédictive et contrôlée pour la construction avec des bétons de terre crue.

REFERENCES

Delgado, M.C.J., Guerrero, I.C. (2006). Earth building in Spain. *Construction and Building Materials* 20, 679–690. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.02.006

Niroumand, H., Zain, M.F.M., Jamil, M. (2013). Various Types of Earth Buildings. *Procedia - Social and Behavioral Sciences, 2nd Cyprus International Conference on Educational Research (CY-ICER 2013)* 89, 226–230. https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2013.08.839.

Van Damme, H., Houben, H. (2018). Earth concrete. Stabilization revisited. *Cement and Concrete Research, Report of UNEP SBCI WORKING GROUP ON LOW-CO2 ECO-EFFICIENT CEMENT-BASED MATERIALS* 114, 90–102. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.035

Ronsoux, L., Moevus, M., Jorand, Y., Maximilien, S., Olagnon, C., Anger, R., Fontaine, L. (2012). Poured Earth as concrete, *in: Terra 2012, XIth International Conference on the Study and Conservation of Earthen Architectural Heritage. Lima, Peru, p. Theme 6: research inm aterials and technology for conservation and contemporary architecture.*

Imanzadeh, S., Hibouche, A., Jarno, A., Taibi, S. (2018). Formulating and optimizing the compressive strength of a raw earth concrete by mixture design. *Construction and Building Materials* 163, 149–159. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.088.

Imanzadeh, S., Jarno, A., Hibouche, A., Bouarar, A., Taibi, S. (2020). Ductility analysis of vegetal-fiber reinforced raw earth concrete by mixture design. *Construction and Building Materials* 239, 117829. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117829.

Eid, J., Taibi, S., Fleureau, J.M., Hattab, M. (2015). Drying, cracks and shrinkage evolution of a natural silt intended for a new earth building material. Impact of reinforcement. *Construction and Building Materials* 86, 120–132. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.115.

Ngo, D.C., Saliba, J., Saiyouri, N., Sbartaï, Z.M. (2020). Design of a soil concrete as a new building material – Effect of clay and hemp proportions. Journal of Building Engineering 32, 101553. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101553.

Pinel, A., Prud'homme, E., Charlot, A., Fleury, E., Jorand, Y. (2021). Earthen construction: Demonstration of feasibility at 1/2 scale of poured clay concrete construction. Construction and Building Materials 312, 125275. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125275.

Faleschini, F., Trento, D., Masoomi, M., Pellegrino, C., Zanini, M. A. (2023). Sustainable mixes for 3D printing of earth-based constructions, *Construction and Building Materials*, Volume 398, 132496, ISSN 0950-0618, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132496.

Utilisation de l'intelligence artificielle pour l'optimisation multi-critères des bétons autoplaçants

Abdelhamid Hafidi[1,2,3], Benoit Hilloulin[1], Ilhame Harbouz[1,4], Ahmed Loukili[1], Ammar Yahia[3,5]

1 Nantes Université, Ecole Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44000 Nantes, France

2 Edycem, 3 Rue Nicolas Sadi Carnot, 85600 Montaigu-Vendée

3 Université de Sherbrooke, Department of Building and Civil Engineering, Sherbrooke, J1K 2R1, Québec, Canada

4 Green Tech Institute (GTI), Mohammed VI Polytechnic University (UM6P), Benguerir, 43150, Morocco

5 Canadian Dubai University, Department of Architecture, Dubai, UAE

RÉSUMÉ

Dans cette étude, un outil d'optimisation des propriétés rhéologiques des bétons autoplaçants (BAP) est proposé. Des modèles d'apprentissage automatique ont été développés pour prédire avec précision la viscosité et le seuil d'écoulement. L'objectif principal est de générer, par le biais d'un apprentissage automatique supervisé, un modèle offrant une formulation à faible empreinte carbone, répondant aux exigences éco-rhéo-mécaniques des utilisateurs. Afin de respecter les exigences écologiques du béton, les additions minérales telles que le laitier, les cendres volantes et les fillers calcaires émergent comme des solutions prometteuses pour réduire les émissions de carbone dans l'industrie du ciment. Cependant, leur intégration peut modifier les propriétés rhéologiques du béton, impactant directement ses caractéristiques mécaniques et sa durabilité. La prédiction de ces propriétés est complexe en raison de l'interaction de plusieurs facteurs. Pour relever ce défi, des modèles d'apprentissage automatique tels que « Random Forest », « Gradient Boosting », « Extrême Gradient Boosting » et « Light Gradient Boosted Machine » ont été utilisés pour prédire ces propriétés rhéologiques. Une base de données exhaustive, englobant 17 paramètres d'entrée tels que les proportions du mélange, les caractéristiques des granulats et les propriétés rhéologiques, a été collectée à partir de la littérature existante. L'analyse des performances de ces modèles a révélé que le Random Forest excelle dans la prédiction de la viscosité et du seuil d'écoulement. La programmation génétique a été utilisée afin d'optimiser les mélanges des BAPs en suivant des contraintes imposées par l'utilisateur sur les entrées du modèle.

Mots-clefs Apprentissage automatique, bétons autoplaçants, empreinte carbone, intelligence artificielle, optimisation, rhéologie.

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde, en raison de ses nombreux avantages, notamment sa maniabilité, sa résistance, sa durabilité et sa rentabilité. Cependant, la production de ciment, un composant essentiel de la fabrication du béton, a une empreinte carbone considérable (Karim et al., 2011; Kovačević et al., 2022; Thomas et al., 2021). Face aux préoccupations croissantes concernant les changements climatiques et la réduction des émissions de gaz à effet de serre, l'industrie du ciment recherche activement des solutions pour atténuer son impact sur l'environnement tout en répondant aux exigences toujours croissantes de la construction. Dans ce contexte, les additions minérales sont apparues comme une alternative prometteuse, offrant la possibilité de réduire de manière significative les émissions de CO_2 associées à la production de ciment. Cependant, cette substitution peut entraîner des modifications des propriétés rhéologiques du béton (Boukendakdji et al., 2009 ; Li et al., 2018 ; Slavcheva et al., 2020) ce qui, par conséquent, peut impacter son comportement mécanique et sa durabilité (Neville, 2004 ; Kovler and Roussel, 2011).

L'impact de ces additions sur les propriétés rhéologiques varie en fonction de plusieurs facteurs, tels que le pourcentage de remplacement du ciment, les propriétés physiques des additions et leur composition chimique (Mandal et al., 2023). Les propriétés les plus documentées du béton frais sont la viscosité et le seuil d'écoulement. Tenant compte de la synergie entre les différents facteurs influant le comportement des nouveaux bétons bas carbone, une approche purement expérimentale ne sera pas suffisante pour assurer une compréhension approfondie des propriétés du béton. Pour remédier à cela, plusieurs applications des techniques d'apprentissage automatique en génie civil ont été explorées, commençant par la prédiction des propriétés physiques du béton, telles que le retrait (Hilloulin et al., 2022b) et le fluage (Liang et al., 2022), ainsi que la détection des bulles d'air à l'aide de réseaux neuronaux artificiels (Hilloulin et al., 2022a). De plus, des techniques d'apprentissage automatique ont été utilisées dans la prédiction des propriétés mécaniques du béton autoplaçant incorporant des additions minérales (Sonebi and Cevik, 2009; Sonebi et al., 2013).

Cette étude vise à démontrer le potentiel des modèles d'apprentissage automatique les plus performants dans la prédiction des propriétés rhéologiques, notamment le seuil d'écoulement et la viscosité. Pour ce faire, une base de données a été constituée à partir de la littérature, et les résultats obtenus à partir des modèles d'apprentissage automatique ont été examinés en détails. Enfin, le modèle le plus prometteur est ensuite utilisé pour optimiser les formulations des BAP, en tenant compte des considérations rhéologiques, mécaniques et environnementales.

II. METHODOLOGIE DE MODELISATION

A. Méthodologie de la modélisation

La méthodologie de la modélisation est présentée dans la **FIGURE 1**. Elle comprend quatre étapes principales : (I) l'établissement et la description de la base de données, (II) le prétraitement des données, (III) l'identification du modèle d'apprentissage automatique optimal avec la meilleure

performance, (IV) la prédiction de la viscosité et du seuil d'écoulement suivie d'une analyse d'optimisation des mélanges (**FIGURE 1**).

Le processus de création de la base de données a impliqué une revue approfondie de la littérature, à laquelle ont été ajoutées les valeurs de la résistance mécanique et le bilan carbone, guidant la sélection de 17 paramètres en tant qu'entrées du modèle, avec la viscosité plastique et le seuil d'écoulement désignés comme variables de sortie. Au cours de l'étape II, les données ont subi un traitement approfondi pour améliorer la qualité et l'exhaustivité de la base de données. À l'étape III, l'ensemble de données a été divisé de manière aléatoire en un ensemble de test de 20 % et un ensemble d'entraînement de 80 %. Les modèles « Random Forest (RF) », « Gradient Boosting (GB) », « Extreme Gradient Boosting (XGB) », et « Light Gradient Boosted Machine (LGBM) », qui seront définis dans les sections suivantes, ont été entraînés. Leurs performances ont été évaluées à l'aide de quatre indicateurs statistiques : le coefficient de détermination (R^2), la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne, l'erreur absolue moyenne et l'erreur absolue moyenne en pourcentage, qui seront également définis par la suite. Enfin, le modèle d'apprentissage automatique le plus adapté a été utilisé pour prédire à la fois la viscosité plastique et le seuil d'écoulement et l'optimisation de la formulation du mélange.

B. Collecte de la base de données

Description de la base de données

Cette étude présente une approche globale d'optimisation des mélanges des BAP sur la base des propriétés rhéologiques. Celle-ci implique la construction d'une base de données complète à partir de la littérature. L'ensemble des données intègre diverses caractéristiques, telles que les proportions des constituants, les propriétés rhéologiques, la résistance mécanique, le bilan carbone de 177 formulations de BAP et couvrant plus de 17 paramètres de mélange. L'ensemble des données a fait l'objet d'un prétraitement, prenant en compte les entrées manquantes et l'homogénéisation des données. Les valeurs manquantes des entrées comme la densité des granulats ou leur taille maximale ont été remplacées par la moyenne des valeurs disponibles (**TABLEAU 1**). La normalisation de tous les paramètres a permis d'assurer l'homogénéité de l'ensemble de données.

La base de données construite couvre une large gamme de valeurs, englobant différentes additions minérales. Afin de faciliter la création des modèles d'apprentissage automatique pour prédire le seuil d'écoulement et la viscosité, l'ensemble de données a été divisé en sous-ensembles d'entraînement (80 % de la base de données) et de test (20 % de la base de données) qui servent à l'évaluation des performances en comparant les prédictions du modèle aux valeurs expérimentales réelles. Le **TABLEAU 1** présente une analyse statistique de la base de données.

Préparation des données de la résistance, empreinte carbone

Comme la modélisation est basée sur la prédiction des propriétés rhéologiques, la base de données initiale ne contenait pas les valeurs de la résistance mécanique à 28 jours (fc_{28}) et l'empreinte carbone des matériaux. Pour remédier à cela, une analyse mécanique et environnementale a été réalisée afin de compléter la base de données. Les valeurs de fc_{28} ont été prédites en utilisant un modèle d'apprentissage automatique appelé XGB (décrit dans la section suivante), qui a été entraîné et testé

sur une base de plus de 1000 données (I-Cheng Yeh, 2007). Le modèle a montré une précision acceptable, avec un coefficient de détermination R^2 de 83 %.

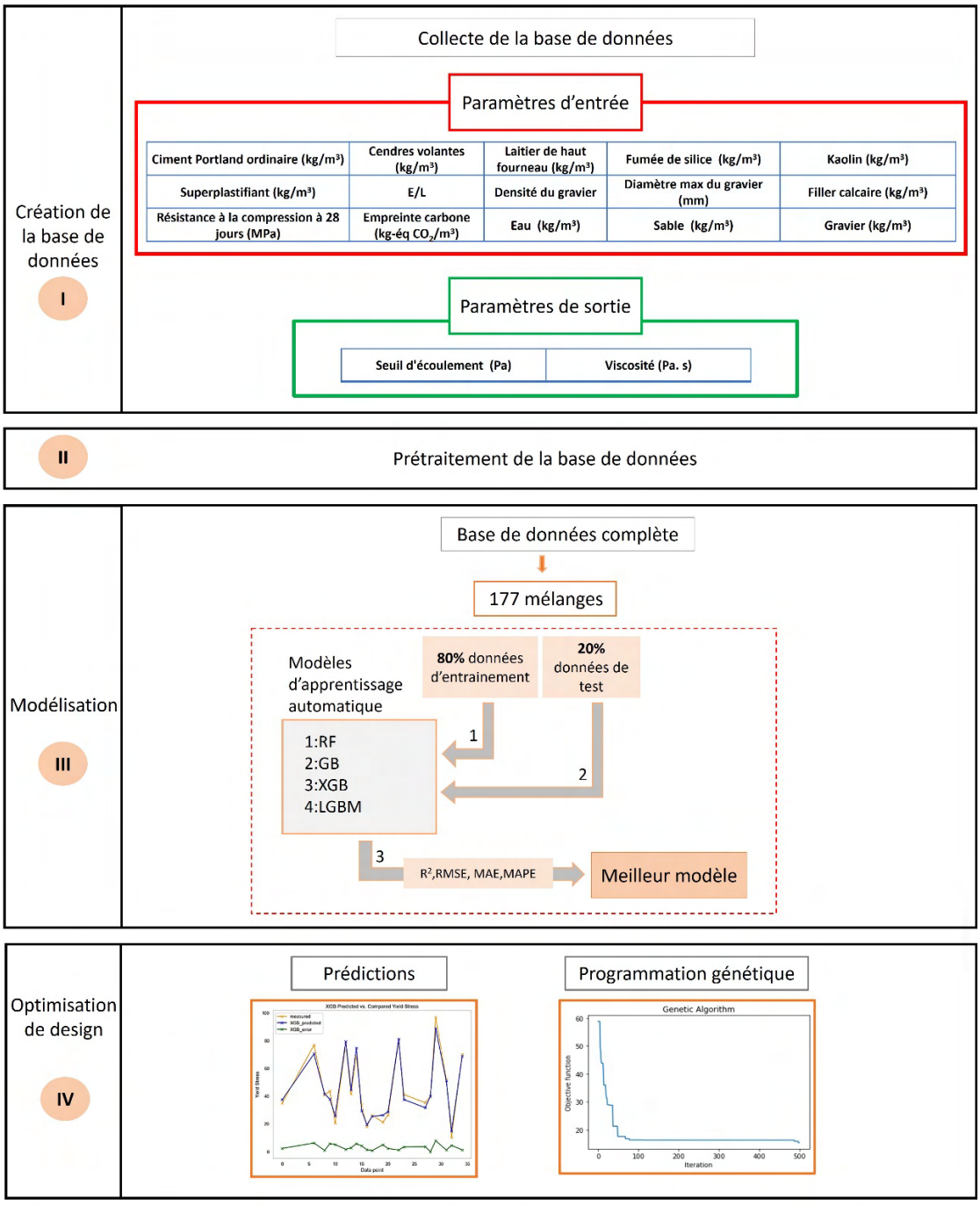


FIGURE 1 - Méthodologie de la modélisation

En ce qui concerne l'empreinte carbone, le choix des facteurs d'émission liés à la production s'est principalement basé sur les données de l'Agence de la transition écologique (ADEME) (" Bilans GES - ADEME", 2023) sans tenir compte du détail du transport. Le **TABLEAU 2** présente les facteurs d'émission de chaque composant du béton.

TABLEAU 1 - Description de base de données

	Moyenne	Écart type	Min	Max
Ciment Portland ordinaire (kg/m³)	377,34	81,01	164,5	650,0
Cendres volantes (kg/m³)	10,86	35,59	0,0	163,5
Laitier de haut fourneau (kg/m³)	7,50	27,56	0,0	258,0
Fumée de silice (kg/m³)	17,63	29,36	0,0	156,0
Kaolin (kg/m³)	10,51	26,55	0,0	128,5
Filler calcaire (kg/m³)	31,75	64,62	0,0	211,5
Gravier (kg/m³)	866,65	44,45	761,0	928,3
Sable (kg/m³)	889,66	39,21	714,0	930,0
Eau (kg/m³)	181,63	16,51	147,8	200,0
Superplastifiant (kg/m³)	5,16	2,50	1,50	13,76
Rapport Eau sur Liants (E/L)	0,44	0,08	0,28	0,64
Densité du gravier	2,68	0,06	2,64	2,89
Diamètre max du gravier (mm) CA	12,5	3,3	10,0	20,0
Seuil d'écoulement (Pa)	**42,6**	**29,0**	**2,2**	**154,3**
Viscosité (Pa.s)	**77,5**	**49,0**	**8,4**	**189,0**
Résistance à la compression à 28 jours (MPa)	43,2	11,9	20,9	68,8
Empreinte carbone (kg-éq CO_2/m³)	414,8	82,6	196,7	696,5

TABLEAU 2 - Données sur l'empreinte carbone des matériaux (" Bilans GES - ADEME", 2023)

	Empreinte carbone (kg-éq CO_2/kg)
Ciment	1,043
Cendres Volantes	0,00397
Laitier de haut fourneau	0,14705
Fumée de silice	0,00397
Kaolin	0,1
Filler calcaire	0,8
Gravier	0,00503
Sable	0,0053
Superplastifiant	1,884

C. Modèles d'apprentissage automatique

Les quatre modèles d'intelligence artificielle intégrés dans cette étude, sont unanimement reconnus comme étant particulièrement efficaces dans la prédiction et l'optimisation dans le domaine de la mécanique et du génie civil (Liang et al., 2022). Les particularités de chaque modèle sont décrites ci-dessous.

Random Forest (RF), introduit initialement par Breiman (Breiman, 2001), est un algorithme d'apprentissage automatique supervisé largement utilisé pour les tâches de classification et de régression. RF combine les principes de l'agrégation Bootstrap et du sous-espace aléatoire (Breiman, 2001). Il se compose de nombreux arbres de décision indépendants, chacun construit à l'aide d'un processus stochastique. Initialement, la procédure implique plusieurs cycles d'échantillonnage Bootstrap, où un sous-ensemble aléatoire d'entrées est sélectionné à chaque cycle d'échantillonnage, pouvant potentiellement conduire à la formation de plusieurs arbres de décision. La prédiction du modèle RF est finalement déterminée par un processus de vote ou de moyenne basé sur les résultats de ces arbres de décision.

Le gradient boosting (GB) est une technique qui améliore les performances d'un modèle fort en combinant plusieurs modèles faibles. Initialement développé pour résoudre des problèmes de classification, le GB a été étendu à la régression par Friedman (Friedman, 2001). Dans cette approche, l'algorithme prend en compte les erreurs commises par les arbres précédents à chaque itération, cherchant à minimiser ces erreurs lors de la construction de l'estimateur suivant. En conséquence, l'erreur globale dans l'ensemble des arbres diminue progressivement. Le GB est ancré dans le concept de boosting, qui implique l'utilisation de diverses combinaisons de modèles caractérisés par une polarisation élevée et une faible variance. Il construit à la fois des arbres peu profonds et profonds en utilisant le même ensemble de données.

Extreme Gradient Boosting (XGB) forme séquentiellement une série d'apprenants faibles. XGBoost adopte une approche d'entraînement pour créer un apprenant fort. À chaque étape, un algorithme d'optimisation de descente de gradient est utilisé pour entraîner un apprenant faible, visant à minimiser la fonction de perte. XGB intègre une génération de modèles plus adaptée que d'autres modèles, ce qui le rend plus efficace dans le contrôle du sur-apprentissage. Cette méthode améliorée de gradient boosting utilise la dérivée du premier ordre pour l'optimisation, mais elle étend également la fonction de perte du second ordre des dérivées de Taylor, exploitant à la fois les dérivées du premier et du second ordre.

LightGBM (LGBM) est une technique d'apprentissage automatique relativement récente basée sur des arbres de décision, introduite par Microsoft et similaire à XGB. Cependant, elle présente quelques différences notables dans sa méthode de construction des arbres. Contrairement à la plupart des modèles basés sur des arbres qui développent l'arborescence horizontalement, LGBM adopte une stratégie de développement vertical en construisant les arbres par feuilles. Cette approche permet à LGBM de choisir la feuille ayant le plus grand potentiel de réduction des pertes à chaque étape de la construction de l'arbre, réduisant ainsi le coût des prédictions incorrectes. De plus, en limitant la profondeur des arbres, LGBM parvient à éviter le sur-apprentissage, ce qui en fait un choix attrayant pour de nombreux problèmes d'apprentissage automatique. Cependant, il convient de noter que le grand nombre d'hyperparamètres associés à LGBM peut rendre le processus de réglage plus complexe par rapport à d'autres méthodes.

D. Indicateurs statistiques

Afin d'évaluer les performances du modèle, diverses métriques statistiques peuvent être utilisées. Dans cette étude, quatre indices métriques clés ont été utilisés : l'erreur absolue moyenne MAE, le coefficient de détermination (R^2), la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) et l'erreur absolue moyenne en pourcentage (MAPE).

Erreur absolue moyenne (MAE). L'erreur absolue moyenne est décrite comme la moyenne des écarts entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales réelles dans l'ensemble de données. L'expression de la MAE est la suivante :

$$\mathrm{MAE} = \frac{1}{N}\Sigma|e_i - \hat{e}_i| \quad (1)$$

Racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (RMSE). La racine carrée de l'erreur quadratique moyenne est une métrique couramment utilisée pour évaluer l'exactitude d'un modèle dans la prédiction de données numériques. Sa définition est la suivante :

$$\mathrm{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{N}\Sigma(e_i - \hat{e}_i)^2} \quad (2)$$

Coefficient de détermination (R^2). Le coefficient de détermination est une métrique statistique utilisée pour évaluer dans quelle mesure les variations d'une variable peuvent être expliquées par les variations d'une deuxième variable. R^2 est défini comme suit :

$$R^2 = 1 - \frac{\Sigma(e-\hat{e}_i)^2}{\Sigma(e_i-\bar{e})^2} \quad (3)$$

Erreur absolue moyenne en pourcentage (MAPE). L'erreur absolue en pourcentage est une mesure couramment utilisée pour évaluer la fiabilité d'un modèle en termes de différence entre les valeurs réelles et estimées. La MAPE défini comme suit :

$$\mathrm{MAPE} = \frac{1}{N}\Sigma\frac{|e_i-\hat{e}_i|}{|e_i|} \quad (4)$$

La variable e_i représente la valeur d'expansion du i-ème point de données dans la base de données, tandis que $\hat{e}_i$ représente la valeur prédite correspondant au i-ème point d'échantillon dans le modèle. Le symbole $\bar{e}$ représente la moyenne des valeurs mesurée. N représente le nombre des mesures.

E. Programmation génétique

La Programmation Génétique (PG) est une extension des Algorithmes Génétiques proposée par Koza ("Genetic Programming," 1992). Ce pionnier de cette approche la définit comme une méthode de résolution de problèmes indépendante du domaine, dans laquelle des programmes informatiques sont évolués pour résoudre, ou approximativement résoudre, des problèmes basés sur le principe darwinien de la reproduction et de la survie des plus aptes, ainsi que sur des analogues des opérations génétiques naturelles telles que le croisement et la mutation. La PG est devenue un outil très utilisé dans le domaine des matériaux de construction. C'est un outil permettant de faire un choix judicieux parmi les mélanges de BAPs qui vont être étudiés au laboratoire, selon les conditions et les contraintes fixées par l'utilisateur. Elle permet également de

concevoir des bétons non ordinaires présentant des performances significatives qui méritent d'être testées en laboratoire. La PG reproduit des programmes informatiques pour résoudre des problèmes en exécutant les étapes suivantes :

1. Génération d'une population initiale de fonctions et de terminaux du problème (programmes informatiques).
2. Exécution de chaque programme dans la population et attribution du fitness, une mesure évaluant à quel point une solution individuelle dans la population est adaptée ou performante par rapport à l'objectif de l'optimisation.
3. Répétition de l'étape 2 pour de nouveaux programmes informatiques.
4. Sélection du meilleur programme existant, qui est présenté comme le résultat de la programmation génétique.

III. RESULTATS DES MODELES D'APPRENTISSAGE AUTOMATIQUE

La **FIGURE 2** présente une étude comparative des différents modèles selon les quatre métriques, respectivement pour le seuil d'écoulement et la viscosité plastique.

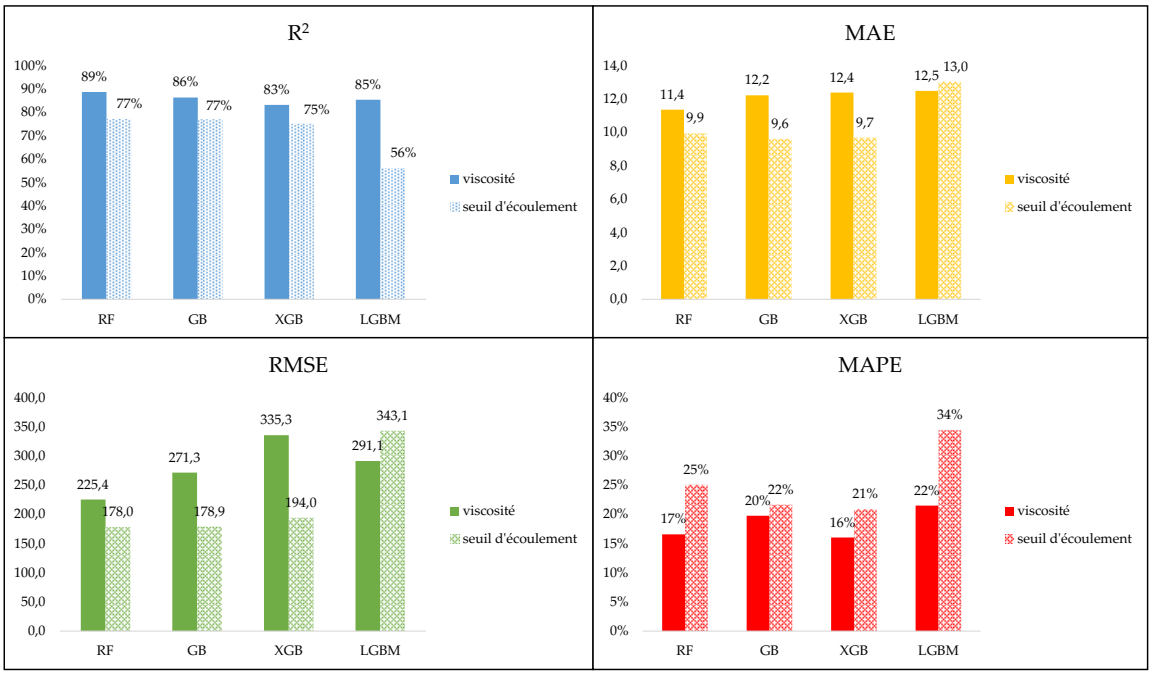


FIGURE 2. Comparaison des modèles pour le seuil d'écoulement et la viscosité

Le modèle RF se démarque avec les meilleures performances en termes de R^2 et RMSE, affichant respectivement des valeurs de 77,2 % et 178 Pa pour le seuil d'écoulement, ainsi que 88,7 % et 225,4 Pa.s pour la viscosité plastique. En ce qui concerne le MAE, le modèle GB affiche la valeur la plus basse, atteignant 9,6 Pa pour le seuil d'écoulement, tandis que le modèle RF excelle également pour la viscosité avec une valeur de MAE de 11,4 Pa.s. En ce qui concerne le MAPE, le modèle XGB se distingue avec des résultats exceptionnels, affichant des valeurs de 20,9 % pour le seuil d'écoulement et environ 16,0 % pour la viscosité. Ces performances remarquables sont suivies par

le modèle GB avec un MAPE de 21,6 % pour le seuil d'écoulement et 19,8 % pour la viscosité. En revanche, le modèle LGBM présente des performances inférieures par rapport aux autres modèles. En prenant en considération l'ensemble de ces métriques, le modèle RF semble être le plus approprié pour la prédiction du seuil d'écoulement et de la viscosité plastique dans ce contexte spécifique. Par la suite ce modèle a été utilisé pour optimiser les mélanges en fonction d'un seuil d'écoulement et d'une viscosité donnés.

Les valeurs de RMSE pour la viscosité et le seuil d'écoulement sont élevées, ce qui peut être attribué à plusieurs facteurs, principalement le nombre limité des entrées dans notre modèle. Ce paramètre est difficile à modifier étant donné que la base de données est principalement constituée de la littérature existante. De plus, un deuxième paramètre impactant ces propriétés est le fait que la base de données contienne des bétons avec un taux élevé de substitution de ciment par des additions minérales. Cela rend la prédiction des propriétés rhéologiques de ces bétons particulièrement difficile, contribuant ainsi à l'augmentation du RMSE et la précision globale des modèles.

Le travail présenté dans cet article sera complété par une étude plus détaillée, au cours de laquelle la base de données sera élargie avec d'autres entrées. Cette approche permettra de réduire significativement le RMSE. La **FIGURE 3** illustre la relation entre les valeurs prédites et les valeurs mesurées . On observe une excellente précision du modèle RF pour les données d'entraînement. Concernant les données de test, le modèle produit des résultats satisfaisants et acceptables compte tenu de la complexité du problème et des facteurs mentionnés précédemment (entrées limitées etc). Bien que la valeur RMSE soit relativement élevée, ce modèle peut être utilisé pour prédire le comportement rhéologique des BAPs. Des améliorations supplémentaires pourraient être apportées au modèle dans une étude ultérieure.

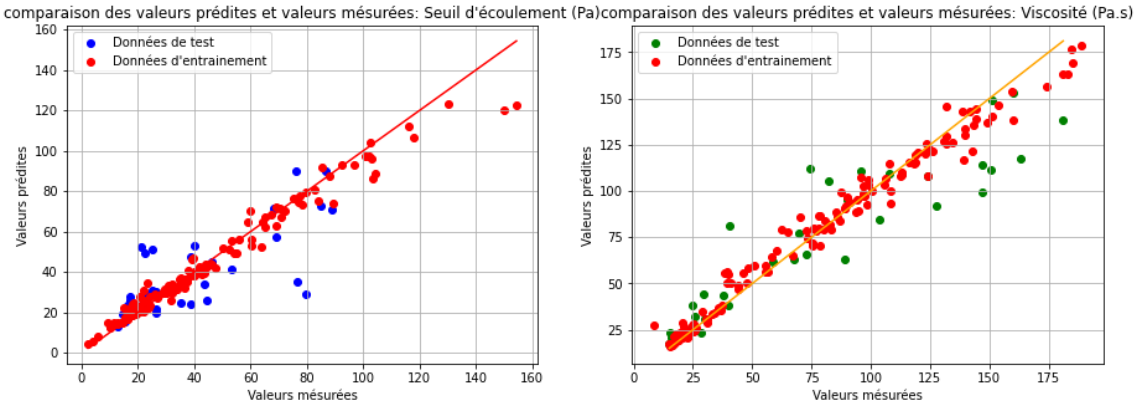


FIGURE 3. Comparaison entre les valeurs prédites est mesurées pour le modèle RF

V. PROGRAMMATION GENETIQUE

Dans cette section, une étude d'optimisation visant à créer un modèle prédictif est présentée. Ce modèle, basé sur les valeurs cibles de viscosité et de seuil d'écoulement, a pour objectif de proposer une formulation qui répond à la fois aux exigences rhéologiques, mécaniques et environnementales. Nous utilisons le modèle RF élaboré dans la section précédente qui présente le meilleur R^2. Pour

assurer une optimisation efficace, des choix judicieux pour les valeurs limites ont été faits pour les paramètres d'entrées. Ceci garantit que le modèle de programmation génétique ne produit pas des valeurs extrêmes. Les valeurs maximales et minimales des paramètres des formulations optimisées sont répertoriées dans le **TABLEAU 3**. Le modèle de programmation génétique exécute 1000 itérations pour déterminer le béton (la formulation) le plus optimisé. L'objectif était d'obtenir une erreur globale (somme des erreurs de viscosité et de seuil d'écoulement) entre les valeurs cibles et les valeurs prédites inférieure à 1%, tout en respectant les valeurs extrêmes des paramètres de mélange du **TABLEAU 3**. Le temps d'exécution du modèle, réalisé sur un processeur Intel i5 de 12e génération, a été d'environ 15 secondes. L'erreur globale observé est moins de 1% entre les valeurs cibles et les valeurs prédites.

TABLEAU 3 - Valeurs limites pour l'optimisation des mélanges

	Min	Max
Ciment Portland ordinaire (kg/m³)	0	400
Cendres volantes (kg/m³)	0	100
Laitier de haut fourneau (kg/m³)	0	100
Fumée de silice (kg/m³)	0	100
Kaolin (kg/m³)	0	100
Filler calcaire (kg/m³)	0	100
Gravier (kg/m³)	0	1400
Sable (kg/m³)	0	1400
Eau (kg/m³)	0	400
Superplastifiant (kg/m³)	0	20
E/L	0	0,5
Densité du gravier	2,2	2,8
Diamètre max du gravier (mm)	0	50
Résistance à la compression à 28 jours (MPa)	30	80
Empreinte carbone (kg-éq CO_2/m³)	100	300

V. FACTEURS INFLUENTS

Dans cette partie, une étude d'impact est présentée afin de déterminer l'effet des paramètres d'entrée sur la viscosité et le seuil d'écoulement. Pour cela, un outil d'intelligence artificielle appelé "SHapley Additive exPlanations" (SHAP) est utilisé. **La Figure 4** illustre l'impact des facteurs sur le seuil d'écoulement et sur la viscosité. Les facteurs sont classés par ordre décroissant selon leur influence de haut en bas. Si la couleur d'un facteur est magenta du côté droit de l'axe des ordonnées, cela signifie que la sortie (dans notre cas, les paramètres rhéologiques) augmente avec l'augmentation du facteur en question. Si la couleur est bleue, cela signifie que la sortie augmente avec la diminution du facteur en question. A contrario, si la couleur est magenta du côté gauche, cela signifie que la sortie diminue avec l'augmentation du facteur. Si la couleur est bleue du côté gauche, cela signifie que la sortie diminue avec la diminution du facteur en question.

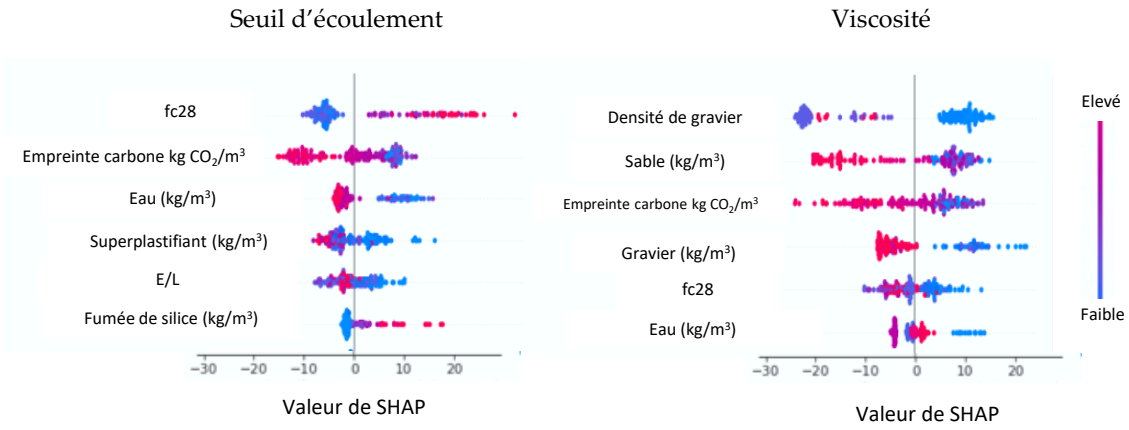


FIGURE 4. Impact des paramètres d'entrée sur les propriétés rhéologiques

Parmi les 17 paramètres d'entrée, le fc_{28}, l'empreinte carbone, la quantité d'eau et le superplastifiant sont les paramètres ayant le plus d'impact sur le seuil d'écoulement. Plus le fc_{28} est élevé, plus le seuil d'écoulement est élevé, entraînant un béton plus ferme et une perte de facilité de mise en place des BAP. En ce qui concerne l'empreinte carbone, plus elle est élevée, plus le seuil d'écoulement est faible, posant ainsi un questionnement pour réduire l'impact environnemental des BAP. Pour la quantité d'eau et le superplastifiant, l'effet est bien clair ; plus il y a d'eau, plus le seuil d'écoulement diminue ce qui montre que le modèle est en cohérence avec la réalité. En ce qui concerne la viscosité, les granulats et leurs caractéristiques, l'empreinte carbone, sont les paramètres les plus importants.

VI. CREATION D'INTERFACE

Afin de simplifier l'utilisation, que ce soit du modèle d'apprentissage automatique ou de l'algorithme génétique, une interface a été créée. Cette interface permet à l'utilisateur soit de fournir les propriétés de mélange pour prédire le seuil d'écoulement et la viscosité plastique, soit de demander à l'utilisateur de fournir les valeurs cibles des paramètres rhéologiques pour optimiser les mélanges. Cette interface repose sur les modèles que nous venons de détailler dans les parties précédentes, offrant ainsi des informations pertinentes et suffisantes sur le mélange. Elle propose une vision de la granulométrie, de l'adjuvantation, de la résistance et de l'empreinte carbone, offrant ainsi une vue complète qui permet à l'utilisateur de faire un choix judicieux quant au béton à formuler ou à tester dans le laboratoire. Actuellement en cours de développement, cette interface vise à intégrer d'autres fonctionnalités comme l'affaissement et l'étalement, ainsi que des paramètres de résistance au jeune âge, de durabilité et enfin l'impact de ces paramètres sur les propriétés recherchées.

VII. CONCLUSIONS

Dans cette étude, quatre modèles d'apprentissage automatique ont été utilisés pour prédire la viscosité plastique et le seuil d'écoulement des bétons autoplaçants. L'objectif ultime était de créer un modèle prédictif capable d'optimiser les formulations de bétons autoplaçants, offrant ainsi une

vision globale du comportement rhéologique, des propriétés mécaniques et écologique du béton. Les conclusions de cette étude peuvent être résumées comme suit :

- Une base de données composée de 177 formulations de bétons autoplaçants, incluant 17 paramètres, a été recueillie à partir de la littérature existante.
- Les quatre modèles utilisés (Random Forest, Gradient Boosting, Extreme Gradient Boosting et LightGBM) ont démontré des performances élevées dans la prédiction des propriétés des BAP.
- Le modèle Random Forest s'est distingué comme étant le plus performant, avec un coefficient de détermination (R^2) de 77.2% pour le seuil d'écoulement et de 88.7% pour la viscosité plastique.
- Un algorithme génétique a été développé en se basant sur les modèles d'apprentissage automatique les plus performants afin d'optimiser la formulation des bétons autoplaçants.
- Une interface interactive a été conçue pour permettre la prédiction des paramètres rhéologiques et l'optimisation des mélanges, offrant ainsi une utilisation conviviale des modèles d'apprentissage automatique.

Cette étude s'inscrit dans une approche visant à optimiser les caractéristiques du béton de manière écologique, en cherchant à respecter les enjeux environnementaux tout en favorisant une transition écologique efficace et conforme aux défis actuels.

REFERENCES

Boukendakdji, O., Kenai, S., Kadri, E.H., Rouis, F., 2009. Effect of slag on the rheology of fresh self-compacted concrete. Constr. Build. Mater. 23, 2593–2598. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.02.029

Breiman, L., 2001. Random Forests. Mach. Learn. 45, 5–32. https://doi.org/10.1023/A:1010933404324

Friedman, J.H., 2001. Greedy function approximation: A gradient boosting machine. Ann. Stat. 29. https://doi.org/10.1214/aos/1013203451

Genetic Programming [WWW Document], 1992. MIT Press. URL https://mitpress.mit.edu/9780262527910/genetic-programming/ (accessed 2.5.24).

Hilloulin, B., Bekrine, I., Schmitt, E., Loukili, A., 2022a. Modular deep learning segmentation algorithm for concrete microscopic images. Constr. Build. Mater. 349, 128736. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128736

Hilloulin, B., Hafidi, A., Boudache, S., Loukili, A., 2022b. Interpretable Ensemble Machine Learning for the prediction of the expansion of cementitious materials under external sulfate attack. submitted.

Kovačević, M., Lozančić, S., Nyarko, E.K., Hadzima-Nyarko, M., 2022. Application of Artificial Intelligence Methods for Predicting the Compressive Strength of Self-Compacting Concrete with Class F Fly Ash. Materials 15, 4191. https://doi.org/10.3390/ma15124191

Kovler, K., Roussel, N., 2011. Properties of fresh and hardened concrete. Cem. Concr. Res., Special Issue: 13th International Congress on the Chemistry of Cement 41, 775–792. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.03.009

Li, D., Wang, D., Ren, C., Rui, Y., 2018. Investigation of rheological properties of fresh cement paste containing ultrafine circulating fluidized bed fly ash. Constr. Build. Mater. 188, 1007–1013. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.186

Liang, M., Chang, Z., Wan, Z., Gan, Y., Schlangen, E., Šavija, B., 2022. Interpretable Ensemble-Machine-Learning models for predicting creep behavior of concrete. Cem. Concr. Compos. 125, 104295. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104295

Mandal, R., Panda, S.K., Nayak, S., 2023. Rheology of Concrete: Critical Review, recent Advancements, and future prospectives. Constr. Build. Mater. 392, 132007. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132007

Neville, A., 2004. The confused world of sulfate attack on concrete. Cem. Concr. Res. 34, 1275–1296. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.04.004

Slavcheva, G., Artamonova, O., Babenko, D., Ibryaeva, A., 2020. Effect of Limestone Filler Dosage and Granulometry on the 3D printable Mixture Rheology. IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. 972, 012042. https://doi.org/10.1088/1757-899X/972/1/012042

Sonebi, M., Cevik, A., 2009. Prediction of Fresh and Hardened Properties of Self-Consolidating Concrete Using Neurofuzzy Approach. J. Mater. Civ. Eng. 21, 672–679. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2009)21:11(672)

Sonebi, M., Lachemi, M., Hossain, K.M.A., 2013. Optimisation of rheological parameters and mechanical properties of superplasticised cement grouts containing metakaolin and viscosity modifying admixture. Constr. Build. Mater., 25th Anniversary Session for ACI 228 – Building on the Past for the Future of NDT of Concrete 38, 126–138. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.102

Thomas, B.S., Yang, J., Mo, K.H., Abdalla, J.A., Hawileh, R.A., Ariyachandra, E., 2021. Biomass ashes from agricultural wastes as supplementary cementitious materials or aggregate replacement in cement/geopolymer concrete: A comprehensive review. J. Build. Eng. 40, 102332. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102332

Yeh, Y., I, C., 2007. Concrete Compressive Strength. UCI Machine Learning Repository.

ADEME - Bilans ,2024. URL https://bilans-ges.ademe.fr/ .

Karim, Md.R., Zain, M.F.M., Jamil, M., Lai, F.C., Islam, Md.N., 2011. Use of Wastes in Construction Industries as an Energy Saving Approach. Energy Procedia, The Proceedings of International Conference on Smart Grid and Clean Energy Technologies (ICSGCE 2011 12, 915–919. https://doi.org/10.1016/j.egypro.2011.10.120

Kovačević, M., Lozančić, S., Nyarko, E.K., Hadzima-Nyarko, M., 2022. Application of Artificial Intelligence Methods for Predicting the Compressive Strength of Self-Compacting Concrete with Class F Fly Ash. Materials 15, 4191. https://doi.org/10.3390/ma15124191

Thomas, B.S., Yang, J., Mo, K.H., Abdalla, J.A., Hawileh, R.A., Ariyachandra, E., 2021. Biomass ashes from agricultural wastes as supplementary cementitious materials or aggregate replacement in cement/geopolymer concrete: A comprehensive review. J. Build. Eng. 40, 102332. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102332

Analyse de l'Influence des Caractéristiques du Sable Recyclé sur les Propriétés Rhéologiques du Béton Autoplaçant par la Méthode du Mortier de Béton Équivalent

Lara Saad[1,2], Mustapha Nouri[1], Mahfoud Tahlaiti[1,3], Abdelhafid Khelidj[2]

[1]*Icam site de Nantes, 35 av. du Champ de Manœuvres, 44470 Carquefou*
[2]*Nantes Université, Ecole Centrale de Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44600 Saint-Nazaire, France*
[3]*Nantes Université, Ecole Centrale de Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44000 Nantes, France*

RESUME Ce travail étudie les effets de la substitution du sable naturels par des sables de terre d'excavation dans la formulation d'un béton autoplaçant (BAP) destiné à l'industrie de la préfabrication. Un total de quatre différents gisements de sables de terre excavée a été étudiés afin d'évaluer leurs propriétés. En utilisant l'approche du mortier de béton équivalent, le mortier de référence (MR) avec du sable alluvionnaire a été développé à partir d'un béton autoplaçant avec une classe de résistance C30/37. L'étude prend en compte trois conditions d'humidité du sable : l'état naturel en stockage, l'état sec et l'état saturé surface sèche du sable. Quinze mortiers ont été élaborés en remplaçant 30% du sable naturel par quatre différents sables, tout en maintenant les autres paramètres de la formulation constants. Des essais d'étalement ont été réalisés pour évaluer la fluidité et observer comment les propriétés rhéologiques évoluent dans le temps. Les résultats ont montré que certains sables avaient des masses volumiques similaires à celles du sable naturel alluvionnaire, tandis que d'autres avaient des masses volumiques plus faibles. Cependant, les niveaux d'absorption d'eau varient considérablement d'un sable à l'autre, certains présentant des niveaux allant de 1 à 6 %, d'autres sables avaient des niveaux allant jusqu'à 10 %. En outre, la granulométrie du sable peut varier en fonction de la source des granulats. Les résultats des essais d'étalement indiquent que la fluidité du mortier fabriqué avec du sable à l'état saturé surface sèche est supérieure à celle du mortier fabriqué avec du sable à l'état sec. Dans toutes les conditions, on observe que tous les mortiers perdent leur fluidité avec le temps. L'étude statistique a révélé une forte relation entre les propriétés du sable ainsi que son état de saturation et l'étalement de son mortier.

Mots-clefs Granulats de terre d'excavation, béton autoplaçant, propriétés des granulats, mortier du béton équivalent

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Selon les études réalisées par Eurostat en décembre 2020 [1], l'Allemagne se positionne en tête des producteurs de déchets en Europe, suivi par la France qui occupe la deuxième place parmi les 10 principaux pays européens producteurs de déchets [2]. Chaque année, la France génère environ 326 millions de tonnes de déchets, dont une part substantielle de 213 millions de tonnes provient exclusivement du secteur du BTP. Cette prédominance du secteur du BTP en tant que premier

producteur de déchets en France confère au pays le statut de premier producteur de déchets BTP en Europe [2]. Parmi ces déchets, la démolition de structures en béton représente environ 19 millions de tonnes par an [3]. En outre, l'excavation du sol génère une quantité considérable de déchets inertes, estimée à environ 110 Mt/an [4], ce qui représente plus que 50 % du total des déchets de BTP produits.

D'autre part, les besoins annuels du pays en granulats sont estimés à 453,1 MT [5]. La demande de granulats, en particulier pour la production de béton, représente 125 millions de tonnes par an, seuls 6,8 millions de tonnes sont couverts par des granulats recyclés [6]. Un écart important de 118 millions de tonnes dépendent encore de matériaux vierges. La norme NF EN 206+A2/CN prévoit l'utilisation de granulats de béton recyclés issus de la déconstruction pour la fabrication des bétons destinés aux structures en précisant des limites d'utilisation (articles NA.5.1.3 Granulats) par type de granulat recyclé, tel que les taux de substitution de granulats naturels maximum autorisé en fonction de la classe d'exposition à laquelle est soumise la partie d'ouvrage en béton, un pourcentage de remplacement de 10% maximale de sable de béton recyclé est autorisé pour les bétons de classes d'exposition XC1 et XC2. La quantité de déchets inertes mentionnée précédemment souligne l'importance de la valorisation des déchets des sols d'excavation et de démolition pour répondre à la demande de granulats tout en réduisant l'impact sur l'environnement.

Le recyclage du béton de démolition pour produire des granulats de béton recyclé "GBR" est la voie de recyclage le plus reconnu. Les granulats de béton recyclé contiennent une partie du mortier adhérent (MA) du béton d'origine. Des études [7]-[9] ont montré que le MA augmente la porosité des granulats. Il est le siège de l'apparition de micro-fissures pendant le concassage du béton, ainsi qu'il présente une adhérence plus faible au niveau de l'auréole de transition. Les granulats de béton recyclé se caractérisent par leur forme angulaire, leurs propriétés mécaniques plus faibles, une masse volumique généralement plus basse et une capacité d'absorption d'eau plus élevée. La taille des granulats est directement liée au pourcentage volumique du mortier. Akbarnezhad et al [10] ont montré que les granulats recyclés de 4 à 8 mm présentaient une plus grande quantité de mortier que ceux de plus grande taille. À ce jour, de nombreuses études de recherche ont été menées sur les granulats de béton recyclé (GBR) [11]-[19] pour étudier leur impact lorsqu'ils sont incorporés dans le béton. Selon Carro-López et al. [20], la fluidité des BAP avec 50 % et 100 % de sable recyclé a subi une réduction significative par rapport au béton de référence, soit 25 % et 35 % respectivement, même avec l'ajout de l'eau absorbée par le sable. Des études antérieures ont montré que les résistances mécaniques du mortier sont presque similaires jusqu'à un remplacement de 30% de sable recyclé [21]. Cette augmentation de la résistance peut être attribuée à la meilleure homogénéité du mélange, particulièrement notable lorsqu'on mélange 70% de sable naturel avec 30% de sable recyclé [21].

Afin d'améliorer la valorisation totale des déchets de construction et de démolition dans le béton, l'idée d'intégrer les déchets des sols excavés comme substitut au sable alluvionnaire dans le béton commence à être étudié. Bien que de nombreuses études aient été menées sur les granulats de béton recyclé et le mortier de ciment commence à être étudiée. Les granulats issus de sols excavés sont relativement peu explorés dans la littérature Les sols excavés ont une masse volumique variant de 2300 à 2700 kg/m^3 [22]-[26]. En ce qui concerne l'absorption d'eau, les sols excavés ont une absorption variant de 10 à 35% [22], [26], [27], bien plus élevée que celle des granulats naturels. Ces propriétés peuvent varier en fonction de la composition des sols excavés ayant des natures minéralogiques différentes. Pour améliorer les propriétés des sols excavés, plusieurs méthodes ont été explorées dans la littérature. Priyadharshini et al. [25] ont proposé un tamisage humide à cet effet. Wu et al. [28] ont opté pour un processus de séchage, de broyage et de tamisage. Huang et al. [29] ont utilisé un équipement de séparation des sédiments et un tamisage du sol pour extraire le sable de sol excavé. Selon Wu et al. [28], la teneur en argile a diminué de 36% à 5,5% et le module de finesse a augmenté de

1,7 à 2,05, lorsque le sol a été traité par un broyage et tamisage à sec. Wu et al. [28] ont adopté le sable de sol excavée pour remplacer partiellement ou totalement le sable de rivière dans la préparation du mortier de ciment, trois lots de sol excavé provenant de différents sites de construction ont été étudiés, un tamisage à sec et un broyage ont été adoptés pour traiter le sol résiduel. Les sols de type I et II sont des sols résiduels composés de granite, tandis que les sols de type III sont des dépôts alluviaux diluviaux. Le dosage de l'agent réducteur d'eau est augmenté avec l'augmentation du ratio de remplacement du sol excavée par rapport au total des granulats fins. Pour les résultats de la résistance à la flexion, deux tendances ont été observées : pour un pourcentage de remplacement inférieur à 30%, une augmentation du taux de remplacement entraîne une augmentation de la résistance à la flexion. Pour les sols excavés de type I et II, la résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage de remplacement, alors que le mortier de ciment à base de sol excavé de type III présente une résistance à la compression comparable à celle d'un mortier de référence. De nombreuses études ont montré que l'état de saturation des granulats de béton recyclés ont un impact significatif sur la maniabilité du béton, selon Brand et al. [30]. Les granulats à l'état saturé surface sèche présentent un affaissement similaire à un béton traditionnel, limitant ainsi l'absorption d'eau lors du malaxage. Cyr et al. [31] ont étudié l'évolution de la rhéologie du béton entre 0 et 90 minutes, en fonction de la teneur en eau des granulats recyclés (absorption - Ab), dans le cas où 30% du sable naturel était substitué par du sable à béton recyclé. Trois états hydriques du sable recyclé ont été caractérisés, toujours définis sur la base de la teneur en eau Ab mesurée à 24 heures (NF EN 1097-6) : teneurs en eau de 120% d'Ab, 87% d'Ab et 33% d'Ab. La perte d'affaissement dans le temps est moindre lorsque les granulats recyclés sont dans un état hydrique très inférieur à la saturation. L'état d'humidité proche du coefficient d'absorption est celui qui donne au béton la meilleure fluidité. Les sables de sols excavés, ayant des taux d'absorption élevés similaires à ceux des granulats de béton de démolition, peuvent affecter la maniabilité du béton.

Schwartzentruber et Catherine [32] ont proposé l'utilisation du concept de mortier équivalent au béton (MBE) pour étudier la rhéologie du béton frais en supposant que les propriétés rhéologiques du MBE devraient être corrélées à celles du béton correspondant. Pour la conception du MBE, il est considéré que tous les phénomènes de friction se produisent à l'interface pâte de ciment/granulats. Par conséquent, la surface spécifique totale des granulats est une variable fondamentale pour comprendre le niveau de maniabilité du béton. Khadraoui Safa et al. [33] offre une perspective comparative de l'étalement entre le MBE et le Béton Autoplaçant (BAP). Les observations montrent un étalement du MBE de 31,5 cm à 38,25 cm, tandis que le BAP présente une plage variant de 60,5 cm à 67,25 cm. Une corrélation significative de 0,92 souligne la cohérence des propriétés rhéologiques, en particulier en ce qui concerne l'étalement.

L'objectif de cette étude est d'explorer le potentiel de l'incorporation de sable d'excavation dans la formulation du béton autoplaçant destiné à l'industrie de la préfabrication, un sujet qui n'a pas été étudié auparavant dans la littérature. Tout d'abord, les propriétés du sable d'excavation ont été caractérisées afin de comprendre leurs caractéristiques et leur variabilité en vue d'évaluer leur efficacité potentielle en tant que remplacement du sable alluvionnaire dans le béton autoplaçant. Deuxièmement, la méthode du mortier de béton équivalent est adaptée pour étudier l'effet de l'incorporation de sable de terre d'excavation avec un pourcentage de substitution de 30% sur les propriétés du mortier de béton autoplaçant, en considérant trois états d'humidité du sable.

II. METHODES ET ESSAIS

A. *Matériaux*

1. *Ciment, filler et adjuvant*

Le ciment Portland, désigné sous le nom de CEM I 52,5 R CE CPE NF, présentant une densité de 3,13 g/cm3 et une surface de Blaine de 4815 cm^2/g, a été utilisé. La fraction en poudre a été complétée avec des fillers calcaires ayant une surface spécifique de 4050 cm^2/g et une densité de 2,7 g/cm^3. Pour répondre aux exigences du béton autoplaçant, un superplastifiant, le MasterGlenium ACE 550, adapté aux bétons préfabriqués, a été utilisé, ainsi qu'un accélérateur de durcissement, le MasterX-SEED 100.

2. *Sables*

Deux types différents de sable ont été utilisés : le sable naturel alluvionnaire et le sable d'excavation provenant de divers sites. La référence de chaque sable est mentionnée dans le tableau 1.

La carte des aléas de "Retrait-gonflement des sols argileux" du BRGM indique que le terrain excavé à Saint-Germain se trouve dans une zone présentant un aléa moyen. Quant au terrain du site de La Tranche-sur-Mer, il est situé dans une zone où l'aléa est a priori nul. Les sites de Saint-Prouant et Le Boupère se trouvent quant à eux dans des zones où l'aléa est considéré comme faible.

TABLEAU 1. Liste des gisements de granulats

Abréviation	Classe de Particules (mm)	Type	Provenance
SA_0-4	0/4	Alluvionnaire	Pays de La Loire
SER_0-4_A_SP	0/4	Sol d'Excavation	Saint-Prouant
SER_0-4_A_B	0/4	Sol d'Excavation	Boupère
SER_0-4_A_SG	0/4	Sol d'Excavation	Saint-Germain
SER_0-4_A_LT	0/4	Sol d'Excavation	La Tranche

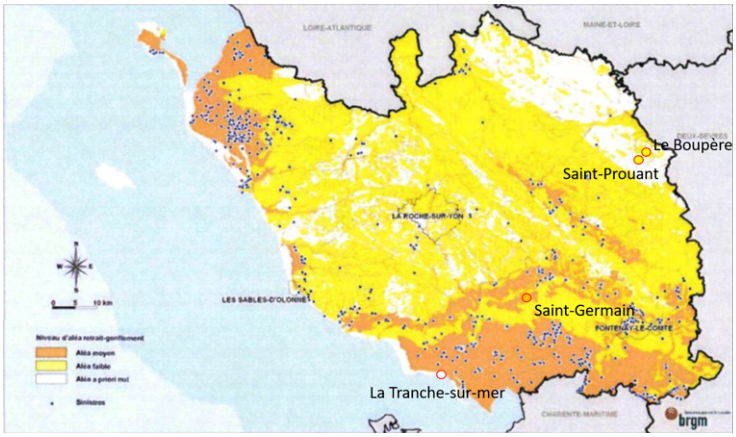


FIGURE 1. La carte des aléas « Retrait-gonflement des sols argileux » du BRGM

B. *Caractérisation physique du sable*

La norme NF EN 933-1, 2012 [34] a été utilisée pour déterminer la distribution granulométrique des sables. Pour calculer la masse volumique réelle saturé surface sèche et l'absorption d'eau des sables, la norme NF EN 1097-6, 2014 [35] a été utilisée. Le module de finesse ainsi que la teneur en fines ont été calculés en fonction des pourcentages de matériau retenu sur une série prédéterminée de tamis et en utilisant la norme NF EN 13139, 2003 [36]. Les quantités relatives de fines argileuses ou plastiques et de poussières dans le sable ont été déterminés à l'aide du test d'équivalent de sable, qui a été réalisé conformément à la norme NF EN 933-8, 2015 [37]. Afin de révéler la présence de fines de nature argileuse et d'en déterminer la concentration, l'essai au bleu de méthylène a été effectué suivant la norme NF EN 933-9 [38].

C. *Composition des mélanges de mortier*

Dans ce travail, la méthode du mortier du béton équivalent (MBE) développée par Schwartzentruber et al. [32] a été adoptée pour évaluer l'impact du remplacement du sable naturel par du sable de terre d'excavation à hauteur de 30% sur les caractéristiques du mortier à l'état frais. L'effet des différents états hydriques du sable sur les propriétés du mortier est également étudié, y compris l'état sec, l'état saturé surface sèche et état naturel de stockage. Pour parvenir à l'état sec, le sable est séché dans une étuve ventilée à une température de 105°C jusqu'à ce qu'une masse constante soit obtenue, conformément à la méthode préconisée dans la norme NF 1097-6. Lorsque le sable est considéré à l'état saturé surface sèche, le sable est séché de la même manière, ensuite, une quantité d'eau équivalente à sa capacité d'absorption est ajoutée dans un pycnomètre fermé pendant 24 heures à une température de 20°C avant formulation. Le pycnomètre est bien agité pendant les premières heures afin d'assurer une répartition homogène de l'eau dans le sable. L'état naturel de stockage du sable est sujet à une variation de température et d'humidité relative, car il est entreposé à l'extérieur. Quinze mélanges de MBE ont été évalués, comprenant trois mortiers de référence fabriqués avec du sable naturel, en tenant compte des trois états hydriques, ainsi que douze mortiers avec un taux de remplacement de 30% en volume du sable naturel pour chacun des quatre différents sables dans différents états hydriques.

Le mortier de référence fabriqué avec du sable naturel correspond au mortier équivalent d'un béton autoplaçant conçu pour avoir un écoulement d'affaissement de 650 ± 30 mm et une classe de résistance à la compression de C30/37.

Les formulations pour les différents sables sont présentées dans le tableau ci-dessous (tableau 2). Le mortier a été formulé en maintenant un rapport constant de 0,56 pour l'eau efficace sur le ciment (E_{eff}/C) et de 0,335 pour l'eau efficace sur le ciment et le filler (E_{eff}/F). Le rapport sable sur ciment (S/C) est ajusté en fonction de la masse du sable recyclé nécessaire pour maintenir un volume de sable constant à celui du mortier de référence.

TABLEAU 2. Formulation du mortier de béton équivalent

Constituants	M-SN	M-SER-SP-30	M-SER-LT-30	M-SER-SG-30	M-SER-B-30
E_{eff}/C	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56
E_{eff} /F	0,335	0,335	0,335	0,335	0,335
S/C	2,74	2,55	2,71	2,65	2,51

1. *Propriétés du mortier à l'état frais*

Les propriétés du mortier frais sont actuellement évaluées uniquement à travers des essais d'étalement effectués à des intervalles spécifiques : à un temps t=0 min juste après le malaxage, à t=15 min et à t=30 min, sans aucun malaxage ultérieur au fil du temps du mélange dans le récipient. Lorsque le temps de test arrive, le mortier est versé dans le cône pour l'essai, afin de simuler une situation réelle où le béton repose dans la benne avant d'être coulé. Le test d'étalement, réalisé conformément à la norme NF EN 12350-2 (2010) [39], a été utilisé pour contrôler la maniabilité des mortiers autoplaçants et l'évolution de leur étalement au fil du temps (figure 2). L'étalement est mesuré à l'aide d'un mini-cône spécial adopté pour la caractérisation du MBE, dont les dimensions sont déduites du cône d'Abram selon un rapport homothétique de deux (diamètre supérieur $D_{supérieur}$ = 50 mm, diamètre inférieur $D_{inférieur}$ = 100 mm, et hauteur h = 150 mm) [32], [40].

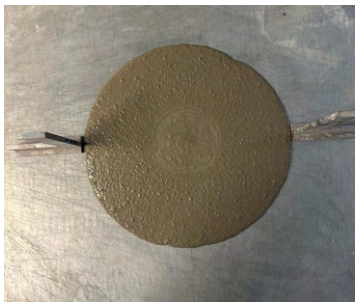


FIGURE 2. Essai d'étalement du mortier à l'état frais

III. RESULTATS ET DISCUSSION

A. *Propriétés du sable*

Les propriétés des différents sables sont résumées dans le tableau 3. Trois échantillons ont été testés pour chaque essai.

TABLEAU 3. Propriétés des gisements de sable

Propriétés	NS	SER_0-4_A_SP	SER_0-4_A_LT	SER_0-4_A_SG	SER_0-4_A_B
Masse volumique réelle en condition saturée surface sèche (Kg/m³)	2600	2106 ± 21	2535 ± 3	2348 ± 56	2093 ± 98
Absorption d'eau (%)	0,4	5,49 ± 0,53	1,31 ± 0,2	6,22 ± 0,58	10,9 ± 0,47
Module de finesse	2,73	2,74	2,27	3	3,32
Pourcentage de fines (%) ≤ 63 µm	1,17	3,6	1,31	1,66	6,84
Valeur d'équivalent de sable (%)	80	72,64 ± 2,94	88,16 ± 2,03	82,12 ± 1,71	63,17 ± 1,54
Test au bleu	0,4	1	0,52	1,12	1,77

Le graphe 3 montre que certains sables ont une distribution granulométrique étalée similaire à celle du sable naturel.

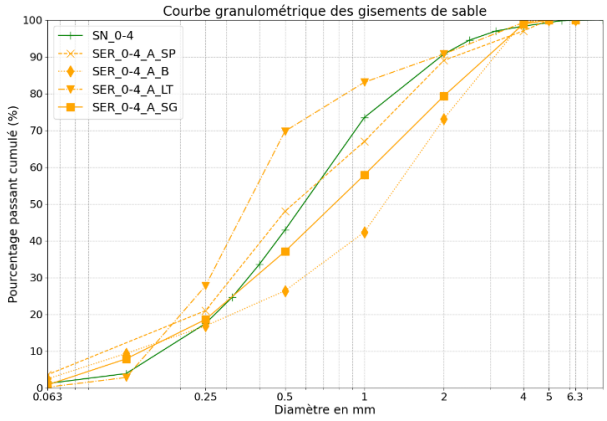


FIGURE 3. Distribution granulométrique des différents types de sable

Les valeurs du module de finesse pour les divers types de sable ont montré que les sables de SER_A_B et SER_A_SG, suggèrent un sable plus grossier, tandis que les autres sables présentent des valeurs comprises entre 1,5 et 2,8, ce qui indique un sable de finesse moyenne.

Le pourcentage de fines est particulièrement important et peut avoir un impact significatif sur les propriétés du sable, telles que la demande en eau. Le sable d'excavation SER_0-4_A_LT présente un contenu en fines similaire à celui du sable naturel. Le sable d'excavation SER_0-4_A_B affiche le contenu en fines le plus élevé parmi diverses sources de sol. Selon le test d'équivalent de sable (norme NF EN 933-8), tous les sables ont été jugés adaptés à l'utilisation dans le béton. Les fines identifiées par le test d'équivalent de sable ne sont pas nécessairement de l'argile. Le test au bleu de méthylène (norme NF EN 933-9) est réalisé pour déterminer l'activité et de la quantité de la fraction argileuse du sable. Une réactivité suggère que ces fines soient en effet constituées d'argile. Les résultats indiquent que tous les sables sont conformes à la norme NF P 18-545, qui fixe une limite pour le test au bleu de méthylène à moins de 1,5. Cependant, SER_A_B dépasse cette limite avec une valeur de 1,77.

Le sable SER_0-4_A_LT a la masse volumique réelle la plus élevée et l'absorption d'eau la plus faible, et est relativement similaire au sable naturel. En revanche, le sable SER_0-4_A_B présente la masse volumique réelle la plus basse et l'absorption d'eau la plus élevée, atteignant jusqu'à 10 fois celle des granulats naturels. Ces résultats sont cohérents avec le pourcentage de fines dans les sables.

2. Relation entre l'absorption d'eau, la valeur de bleu de méthylène

Notre étude se penche sur l'interaction des variables influençant l'absorption d'eau (ABS) dans les échantillons de sable. Les analyses statistiques sont basées sur des régressions linéaires et réalisées par le biais du logiciel R studio à l'aide de la fonction lm() (pour Linear Model) utilisée pour ajuster des modèles de régression linéaire. La Valeur de bleu de méthylène (MB), indique la teneur en argile du sable, un facteur critique influençant l'absorption d'eau. La validation de l'estimation de la valeur de l'absorption d'eau est réalisée à l'aide de la fonction lm, et en s'appuyant sur une seule propriété prédicteur, le bleu de méthylène "MB". Le modèle se formule comme suit :

$$\text{ABS} = -2,5661 + 7,7236 \times \text{MB} \qquad (1)$$

La capacité du modèle à prédire la valeur est de 99% (coefficient de détermination R^2). L'écart-type des résidus, mesuré par la racine de l'Erreur Quadratique Moyenne (RMSE), est d'environ 0,203 et sont calculées comme suit :

$$R^2 = \frac{\sum(y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum(y_i - \bar{y}_i)^2} \qquad (2)$$

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}(y_i - \hat{y}_i)^2} \qquad (3)$$

Où $\hat{y}$ et $\bar{y}$ sont respectivement la valeur prédite et la valeur moyenne de la valeur mesurée y au ième instant, et N représente le nombre de prédictions.

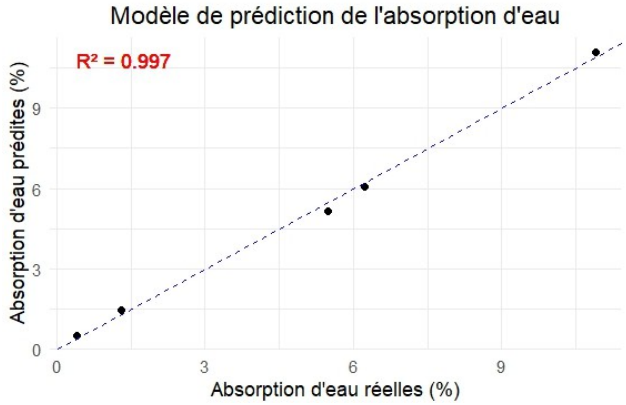
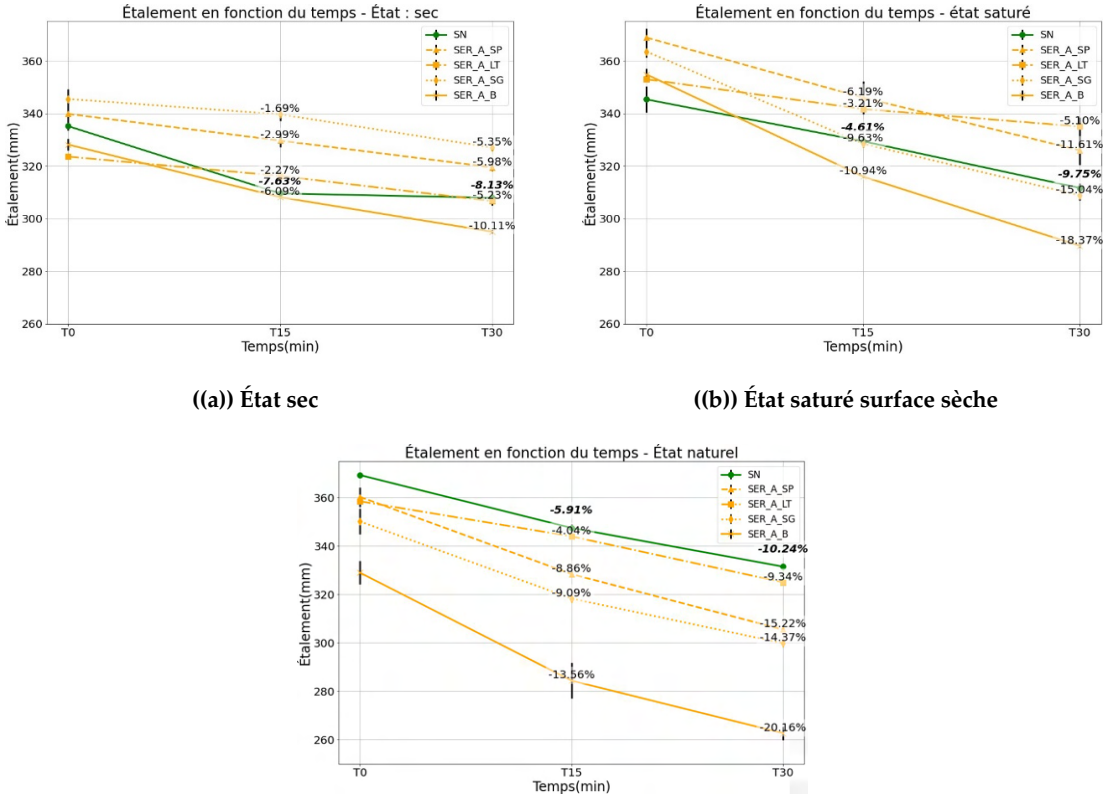


FIGURE 4. Valeurs prédites du modèle d'absorption d'eau par rapport aux valeurs réelles

B. Résultats du mortier à l'état frais

Les résultats des essais d'étalement des mortiers frais sont présentés dans la figure 5. Les observations d'étalement indiquent que l'état saturé du sable se caractérise par un étalement plus significatif, en comparaison avec les autres états, particulièrement pour les sables présentant un taux d'absorption élevé, Hung et al. [41] ont trouvé que l'utilisation du sable recyclé dans l'état SSS peut être considérée comme une solution efficace pour améliorer la consistance du mortier. Il est pertinent de noter que les mortiers formulés avec des sables à l'état naturel de stockage dépend étroitement de l'état de saturation du sable, qu'il soit sous-saturé ou sursaturé. En ce qui concerne l'état sec, on constate que l'étalement présente une tendance à maintenir sa valeur initiale à T = 0 min au fil du temps, avec un pourcentage de perte à T = 30 minutes entre 5 et 10 % alors que pour les autres états, la perte atteint 20 % à T = 30 minutes. La nature des fines affecte les propriétés d'étalement, surtout l'évolution avec le temps. Le sable SER_A_LT, ayant une valeur au bleu de 0.51 similaire au SN, présente une perte d'étalement à 30 min d'environ 10 % de façon similaire à la perte attribuée au mortier avec du SN. Tandis que les sables SER_A_SP, SER_A_SG et SER_A_B, ayant des valeurs au bleu de 1, 1,12 et 1,77 respectivement, présentent une perte de 15,22 %, 14,37 % et 20,16 % respectivement.



((a)) État sec **((b)) État saturé surface sèche**

((c)) État naturel de stockage

FIGURE 5. Variation de l'étalement pour chaque état hydrique pour les différents types de sable

1. *Étude statistique des résultats à l'état frais*

Les propriétés du sable influencent certainement les caractéristiques du mortier à l'état frais, telles que son étalement. Ainsi, selon les résultats, l'état de saturation et la quantité totale d'eau ajoutée pendant le malaxage ont un impact non négligeable. Dans cette section, nous explorons l'application de la régression linéaire (méthode statistique précisée dans la section III A. 1) pour comprendre l'effet de la substitution des sables naturels par des sables recyclés sur les valeurs d'étalement, en fonction des paramètres suivant : la valeur au bleu de méthylène du sable "MB", la porosité intergranulaire, la surface spécifique, rapport de l'eau ajouté dans le mélange et l'eau efficace et l'état de saturation du sable (0 pour un état sec, 1 pour un état saturé, <1 état sous-saturé, >1 état sursaturé). Le choix des paramètres est fait après une étude tenant compte de plusieurs variables et en générant plusieurs modèles, le nombre de paramètres minime (de 9 à 5) et le R^2 sont pris en considération pour le choix du modèle. L'analyse des résultats de la régression linéaire présentés dans la figure 6 révèle que le modèle explique bien les variations de T0, avec un coefficient de détermination (R^2) de 80%. La valeur du RMSE (Racine de l'Erreur Quadratique Moyenne), indiquant un écart-type moyen entre les valeurs prédites et les valeurs réelles du modèle, est de 6,28 mm. Cette mesure d'écart est considérée comme relativement acceptable, en tenant compte des écarts-types observés dans les essais expérimentaux d'étalement des différents mélanges avec un intervalle de [0,24 ; 7,36 mm], cet écart-type est déterminé en se basant sur trois mélanges effectués

pour une formulation identique. Cette cohérence entre les prédictions du modèle et les observations réelles suggère que la régression linéaire peut efficacement prédire T0 en fonction des propriétés du sable ainsi que son état de saturation.

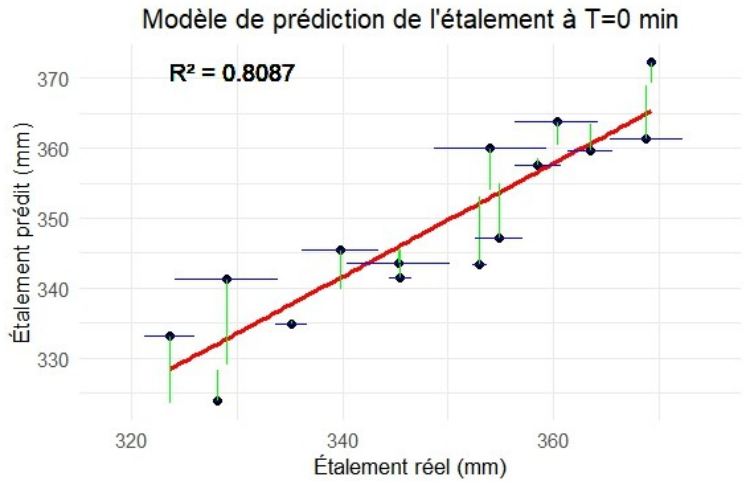


FIGURE 6. Valeurs prédites du modèle de l'étalement à T=0 min par rapport aux valeurs réelles

IV. CONCLUSION

Cette étude a examiné de manière approfondie les propriétés physiques des granulats de sable, fournissant une analyse détaillée de leurs caractéristiques et de leurs relations.

L'exploration de diverses propriétés, en tenant compte de la distribution granulométrique, la teneur en fines, l'absorption d'eau et la composition chimique, a révélé la nature variée de ces matériaux. La présence de fines et leurs propriétés ont influencé l'absorption d'eau, une plus grande quantité de fines étant corrélée à une absorption accrue.

La méthode du mortier du béton équivalent (MBE) a été utilisée pour évaluer le remplacement du sable naturel par du sable de terre d'excavation à hauteur de 30%. L'état hydrique des sables a été pris en compte. Cette étude a révélé l'importance de l'état de saturation du sable dans le contexte de l'étalement, en particulier pour les sables à fort taux d'absorption. L'approche de la régression linéaire apporte une contribution significative en fournissant un modèle statistique robuste. Les résultats indiquent que le modèle est capable d'expliquer efficacement les variations d'étalement en fonction de divers paramètres, avec des coefficients de détermination significatifs (80%) suggérant une perspective solide pour comprendre et anticiper l'étalement dans ce contexte spécifique.

Ces premiers résultats expérimentaux ont montré que les sables de sols excavés pouvaient être utilisés pour remplacer le sable de rivière lors de la production du mortier de béton autoplaçant, offrant ainsi une alternative écologique qui contribue à la préservation des ressources naturelles et à la réduction des déchets de BTP.

REFERENCES

[1] « Vue d'ensemble - Déchets - Eurostat. » (), adresse : https://ec.europa.eu/eurostat/fr/web/waste (visité le 15/05/2023).

[2] « Chiffres-clés déchets Édition 2023 - L'infographie, » La librairie ADEME. ().

[3] A. Geldron, P. Galio, R. Galin, D. Nicklaus et M. Gauvain, « Le service de l'observation et des statistiques (SOeS), »

[4] « Guide du commissariat général du développement durable (CGDD) de janvier 2018. » ().

[5] « GRANULATS : PARUTION DES CHIFFRES CLÉS 2019 | UNICEM. » (), adresse : https ://www.unicem.fr/2021/12/03/granulats-parution-des-chiffres-cles-2019/.

[6] Source Étude CERA (Cellule Économique de La Région Rhône-Alpes) -, 2012-2014.

[7] V. W. Tam, C. Tam et Y. Wang, « Optimization on proportion for recycled aggregate in concrete using two-stage mixing approach, » Construction and Building Materials, t. 21, no 10, p. 1928-1939, oct. 2007, issn : 09500618. doi : 10.1016/j.conbuildmat.2006.05.040.

[8] H. K. A. Al-Bayayi, P. K. Das, S. L. Tighe et H. Baaj, « Evaluation of various treatment methods for enhancing the physical and morphological properties of coarse recycled concrete aggregate, » Construction and Building Materials, t. 112, p. 284-298, juin 2016, issn : 09500618. doi : 10.1016/j. conbuildmat.2016.02.176.

[9] T. Le, S. Rémond, G. Le Saouy et E. Garcia-Diaz, « Fresh behavior of mortar based on recycled sand – Influence of moisture condition, » Construction and Building Materials, t. 106, p. 35-42, mars 2016, issn : 09500618. doi : 10.1016/j.conbuildmat.2015.12.071.

[10] A. Akbarnezhad, K. C. G. Ong, C. T. Tam et M. H. Zhang, « Effects of the Parent Concrete Properties and Crushing Procedure on the Properties of Coarse Recycled Concrete Aggregates, » Journal of Materials in Civil Engineering, t. 25, no 12, p. 1795-1802, déc. 2013, issn : 0899-1561, 1943-5533. doi : 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000789.

[11] J. Sivamani et N. T. Renganayhan, « Effect of fine recycled aggregate on the strength and durability properties of concrete modified through two-stage mixing approach, » Environmental Science and Pollution Research, 19 mai 2021, issn : 0944-1344, 1614-7499. doi : 10.1007/s11356-021-14420- 5.

[12] İ. B. Topçu et S. Şengel, « Properties of concretes produced with waste concrete aggregate, » Cement and Concrete Research, t. 34, no 8, p. 1307-1312, août 2004, issn : 00088846. doi : 10.1016/j. cemconres.2003.12.019.

[13] D. Mayias, J. de Briyo, A. Rosa et D. Pedro, « Mechanical properties of concrete produced with recy- cled coarse aggregates – Influence of the use of superplasticizers, » Construction and Building Mate- rials, t. 44, p. 101-109, juill. 2013, issn : 09500618. doi : 10.1016/j.conbuildmat.2013.03.011.

[14] I. Nováková et K. Mikulica, « Properties of Concrete with Partial Replacement of Natural Aggregate by Recycled Concrete Aggregates from Precast Production, » Procedia Engineering, t. 151, p. 360- 367, 2016, issn : 18777058. doi : 10.1016/j.proeng.2016.07.387.

[15] L. Señas, C. Priano et S. Marfil, « Influence of recycled aggregates on properties of self-consolidating concretes, » Construction and Building Materials, t. 113, p. 498-505, juin 2016, issn : 09500618. doi : 10.1016/j.conbuildmat.2016.03.079.

[16] Z. el abidine TAHAR, Adrien BOUVET et E.-H. KADRI, « Etude de l'influence Des Granulats Recyclés Sur Le Comportement Des Bétons, »

[17] M. Chakradhara Rao, S. K. Bhayyacharyya et S. V. Barai, « Influence of field recycled coarse aggregate on properties of concrete, » Materials and Structures, t. 44, no 1, p. 205-220, jan. 2011, issn : 1359-5997, 1871-6873. doi : 10.1617/s11527-010-9620-x.

[18] M. Eyxeberria, E. Vázquez, A. Marí et M. Barra, « Influence of amount of recycled coarse aggre- gates and production process on properties of recycled aggregate concrete, » Cement and Concrete Research, t. 37, no 5, p. 735-742, 1er mai 2007, issn : 0008-8846. doi : 10.1016/j.cemconres. 2007.02.002.

[19] M. Nedeljković, J. Visser, B. Šavija, S. Valcke et E. Schlangen, « Use of fine recycled concrete aggregates in concrete : A critical review, » Journal of Building Engineering, t. 38, p. 102 196, juin 2021, issn : 23527102. doi : 10.1016/j.jobe.2021.102196.

[20] D. Carro-López, B. González-Fonyeboa, F. Maryínez-Abella, I. González-Taboada, J. De Briyo et F. Varela-Puga, « Proportioning, Microstructure and Fresh Properties of Self-compacting Concrete with Recycled Sand, » Procedia Engineering, t. 171, p. 645-657, 2017, issn : 18777058. doi : 10.1016/ j.proeng.2017.01.401.

[21] B. Layachi, M. Laureny, N. Van-Minh et M. Houria, « Étude expérimentale de la formulation des mortiers à base de sable recyclé, » t. 34, no 1, 2016.

[22] W. Xiong, H. Zhu, J. Xu, J. Ma et C. Luo, « Experimental investigation on physical and mechanical properties of excavated soil- and fine recycled concrete aggregate-based unfired clay bricks contai- ning compound additives, » Case Studies in Construction Materials, t. 18, e02057, juill. 2023, issn : 22145095. doi : 10.1016/j.cscm.2023.e02057.

[23] B. Wu et Y. Xiong, « Influence of sandstone sand manufactured by excavated waste on properties of cement mortar, » Case Studies in Construction Materials, t. 20, e02777, juill. 2024, issn : 22145095. doi : 10.1016/j.cscm.2023.e02777.

[24] P. Priyadharshini, K. Ramamuryhy et R. Robinson, « Excavated soil waste as fine aggregate in fly ash based geopolymer mortar, » Applied Clay Science, t. 146, p. 81-91, sept. 2017, issn : 01691317. doi : 10.1016/j.clay.2017.05.038.

[25] P. PrIyAdhArshInI, K. RAMAMUrYhy et R. ROBInsOn, « Sustainable reuse of excavation soil in cemen- titious composites, » *Journal of Cleaner Production*, t. 176, p. 999-1011, mars 2018, Issn : 09596526. dOI : 10.1016/j.jclepro.2017.11.256.

[26] L.-l. GUAn, Y.-g. ChEn, W.-m. YE, D.-b. WU et Y.-f. DEng, « Foamed concrete utilizing excavated soil and fly ash for urban underground space backfilling : Physical properties, mechanical properties, and microstructure, » *Tunnelling and Underground Space Technology*, t. 134, p. 104 995, avr. 2023, Issn : 08867798. dOI : 10.1016/j.tust.2023.104995.

[27] E. GhOrBEL et M. NOUALI, « Characterization of tunnel excavated earth-based mortars for rammed earth repair, » *E3S Web of Conferences*, t. 353, R. ABsI et I. EL ABBAssI, éd., p. 01 001, 2022, Issn : 2267-1242. dOI : 10.1051/e3sconf/202235301001.

[28] WU BO, CAO HUIXUAn, LIn LAng, ZhAng TAO et ZhAng HUIYIng, « Experimental Study on Mechanical Behaviors of Cement Mortar Containing Excavated Soil, » *J. South China Univ. Technol. (Nat. Sci. Ed.*

) 48 (5) (2020) 1–8,

[29] T. HUAng, S. KOU, C. WU, W. TAng et F. XIng, « Comparison of the Use of Excavated Soil Recycled Fine Aggregate as a Substitute for River Sand in Mortar Mixing, » SSRN, preprint, 2023. dOI : 10.2139/ssrn.4665356.

[30] A. S. BrAnd, J. R. ROESLEr et A. SALAS, « Initial moisture and mixing effects on higher quality recycled coarse aggregate concrete, » en, *Construction and Building Materials*, t. 79, p. 83-89, mars 2015, Issn : 09500618. dOI : 10.1016/j.conbuildmat.2015.01.047.

[31] M. Cyr, M. MOUrEY, F. CAssAgnABErE et V. NgUyEn, « Evolution de la rhéologie du béton frais en fonction du pourcentage et de l'état de présaturation des granulats recyclés, et en fonction du malaxage, » fr.

[32] A SchwArYZEnYrUBErEY et C CAYhErInE, « La mdthode du mortier de bdton quivalent (MBE) - Un nouvel outil d'aide h la formulation des bdtons adjuvantds, » *Materials and Structures*,

[33] KHADRAOUI SAfA et GHRIB ChAhIndA, « NFLUENCE DU VOLUME DE PÂTE SUR LA PER- FORMANCE RHÉOLOGIQUE DU BÉTON AUTOPLAÇANT ET LE MORTIER DE BÉTON ÉQUI- VALENT, » 2021.

[34] *NF EN 933-1. (2012). Tests for Geometrical Properties of Aggregates—Part 1 : Determination of Particle Size Distribution—Sieving Method.*

[35] *NF EN 1097-6. (2014). Tests for Mechanical and Physical Properties of Aggregates—Part 6 : Determination of Particle Density and Water Absorption.*

[36] *NF EN 13139. (2003). Aggregates for Mortar.*

[37] *NF EN 933-8 þ A1. (2015). Tests for Geometrical Properties of Aggregates—Part 8 : Assessment of Fines—Sand Equivalent Test.*

[38] *NF EN 933-9+A1 - Tests for Determining the Geometrical Properties of Aggregates - Part 9 : Assessment of Fines - Methylene Blue Test*.

[39] *NF EN 12350-2. (2010). Testing Fresh Concrete—Part 2 : Slump Test.*

[40] M. A. S. MOHAMED, E. GHORBEL et G. WARDEH, « Valorization of Micro-Cellulose Fibers in Self-Compacting Concrete, » *Construction and Building Materials*, Special Issue on Fracture, Acoustic Emission and NDE in Concrete (KIFA-5), t. 24, n° 12, p. 2473-2480, 1er déc. 2010, ISSN : 0950-0618. DOI : 10.1016/j.conbuildmat.2010.06.009.

[41] HUNG, P. T. BUI et T. L. K. LAI, « Influence of moisture states of recycled sand from construction sites on mechanical strengths of cement-based mortar, » *JOURNAL OF MATERIALS & CONSTRUCTION*, t. 13, n° 02, 02 14 nov. 2023, ISSN : 2734-9438. DOI : 10.54772/jomc.v13i02.590.

CONCEPTS FOR DESIGNING A 3D PRINTABLE MORTAR MIX

Isabelle GERGES[1,2], Faten ABI FARRAJ[3], Nicolas YOUSSEF[4], Emmanuel ANTCZAK[1], Fadi HAGE CHEHADE[2]

[1] *Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France.*

[2] *Centre de Modélisation, Ecole doctorale de sciences et technologies, Université Libanaise, Liban.*

[3] *Advanced Construction Technology Services (ACTS), Beirut 14-5918, Liban.*

[4] *ICL, Junia, Université Catholique de Lille, LITL, F-59000 Lille, France.*

ABSTRACT With technological advancements in the construction sector, nowadays 3D printing is one of the technologies with the fastest rate of development. It has proven to be very effective in reducing costs, labor, formwork, time, and waste, as well as applications of geometric complicated structures. Even though there have been many advances in the materials being researched, it is still important and difficult to choose the mortar's constituents to produce a printable material. Many criteria should be considered when designing a mix, including costs and environmental reasons. Therefore, the goal of this research is to investigate a mix design using Lebanese local materials to minimize expenses and the negative environmental impact. Various mortar mixes were designed, and experimental testing procedures were conducted to determine the ideal mix that fulfills all the fresh state properties flowability, extrudability, buildability, and open time, as well as demonstrating printability using the printer without any failure. The resulting comparisons between the designed mixes enable the identification of two mixes that satisfy all the fresh state properties and show proper printability. Nevertheless, the results obtained are preliminary, and further optimization will be conducted to enhance the fresh and hardened state properties.

Keywords: 3D printing, mortar mix, cost-effectiveness, sustainability, fresh state properties

Presentation mode Oral presentation

I. INTRODUCTION

3D printing is the process of creating three-dimensional objects layer by layer. The first step consists of creating a 3D CAD model to design the desired CAD sketch, which is then exported as an STL file and inserted into a slicing software that analyzes and slices the object into several cross-sectional layers. Next, the slicing software turns these instructions into G code, which is a machine-readable language that allows the printer to read all of the instructions and utilize them to print the desired model (Hager et al., 2016; Saleh Abd Elfatah, 2019). In the second and third

steps, the appropriate material is prepared and pumped through the hose from the mixer, followed by beginning the creation of the requested 3D object using the printer by extruding the material as filament through the nozzle and creating the desired object, as seen in Figure 1 (Pessoa and Guimarães, 2020; Raval and Patel, 2020; Saleh Abd Elfatah, 2019).

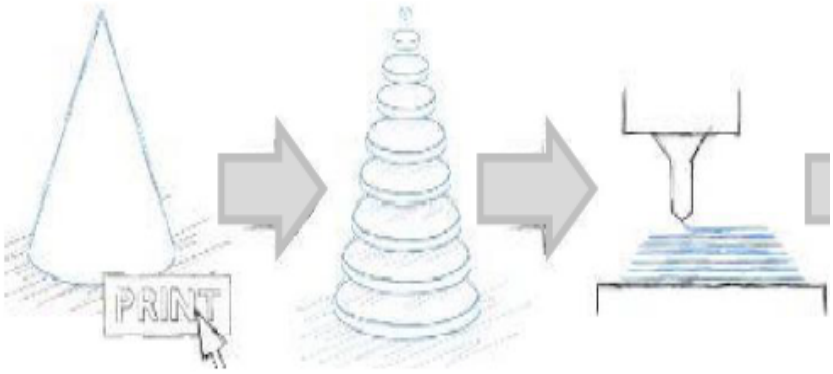


Figure 1. 3D printing process (Pessoa and Guimarães, 2020)

Various 3D-printed construction projects have been created worldwide as seen in Figure 2 (Scott, 2017; Salet et al., 2018; Shammas, 2019; Steffen, 2020; IAAC, 2022). The global market in construction is anticipated to generate 523.3 billion dollars in revenue by 2030 for 3D printing, growing by 87% throughout the forecast period (GLOBE NEWSWIRE, 2023). Additionally, the surge of interest in building 3D-printed habitats on the Moon and Mars has attracted NASA and the European Space Agency (ESA) to build on other planets (Morgan, 2017; Forecast, 2022; AI SpaceFactory, 2022). Based on all the given facts, investments in infrastructure and buildings on earth and space using 3D printing technology are expected to rise and drive the market in the upcoming years, creating attractive and complex-shaped buildings with lower cost and faster time (Jemghili et al., 2020; Saleh Abd Elfatah, 2019). In addition to these advantages, 3D printing will enable to reduce the environmental impacts in comparison with conventional construction by reducing material waste or debris that would require expulsion from construction sites and recycling, as well as the elimination of formwork and shortening the manufacturing time to produce a complex component (Hager et al., 2016; Bhattacherjee et al., 2021). Furthermore, the reduction in the environmental impact will also be done by the creation of complex parts that enable the use of only the volume of the material required to form the object of the element with only the specific needs, eliminating overproduction and wasteful inventory, both of which are typical sources of waste in conventional construction (Shuaib et al., 2021).

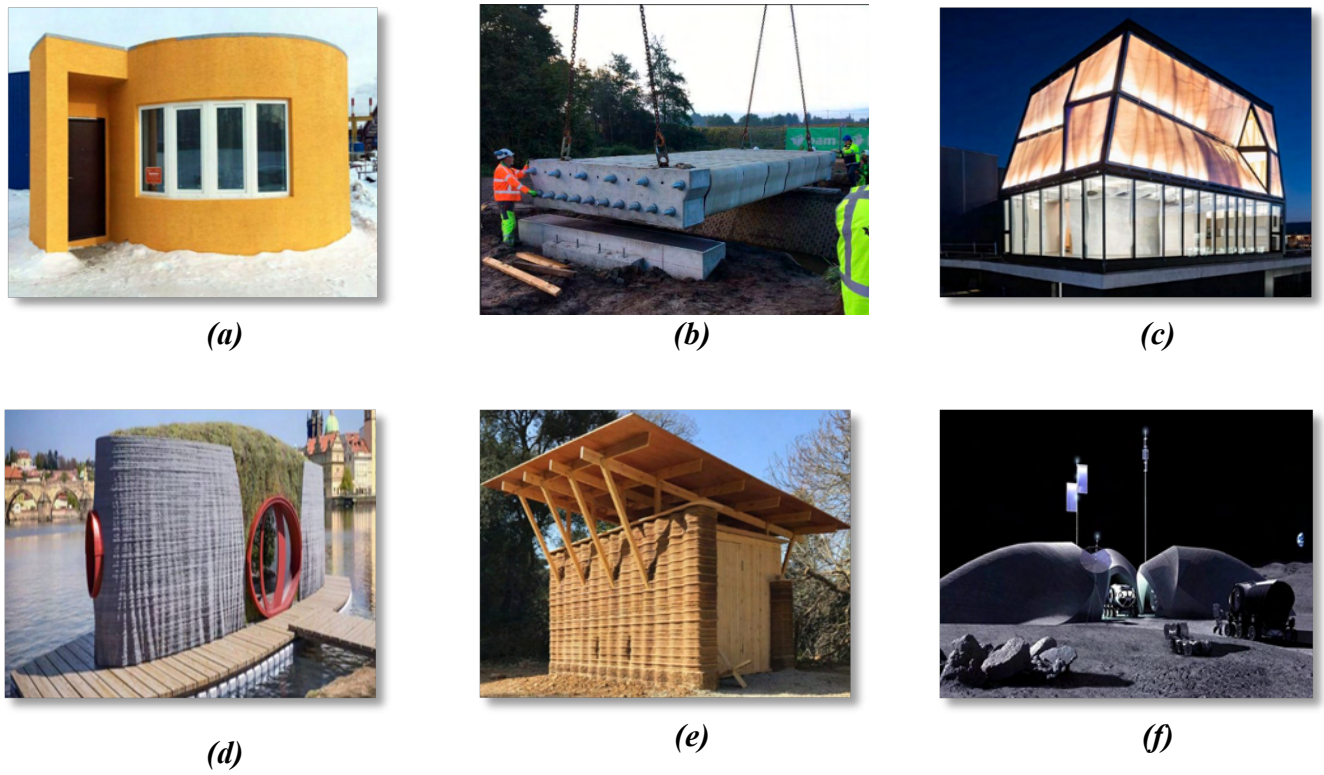


Figure 2. 3D printed applications (a) 3D printed houses in Russia (Scott, 2017) (b) 3d printed concrete bridge in Netherlands (Salet et al., 2018) (c) 3D printed three-story home in Switzerland (Shammas, 2019) (d) 3D printed floated house in Czech (Steffen, 2020) (e) architectural structure in Spain (IAAC, 2022) (f) LINA's concept to print on the moon in partnership with AI Space Factory and NASA (AI SpaceFactory, 2022)

One of the most challenging choices in 3D printing is selecting the concrete or mortar constituents. Portland cement is the main constituent in the mortar and it is added in high amounts by most researchers between 500 to 600 kg/m^3 to enhance the buildability and the mechanical strength of the printed element (Le et al., 2012; Kazemian et al., 2017a; Kruger et al., 2019). However, to enhance the fresh and hardened states properties, researchers have conducted numerous studies using Portland cement type II, which has a lower percentage of C_3S and C_3A than Type I cement, leading to low heat of hydration and slow setting (Kazemian et al., 2017b; Kruger et al., 2019; Papachristoforou et al., 2019), or by using Calcium Sulphoaluminate cement CSA (Chen et al., 2018) or Calcium aluminate cement CAC (Shakor et al., 2017). Due to its significant CO_2 emissions, worldwide cement production accounts for up to 7% of all carbon dioxide emissions each year (Chen et al., 2022). Thus, the most effective strategy to lower CO_2 emissions is to reduce cement usage by partially replacing it with supplementary cementitious materials like fly ash (Papachristoforou et al., 2019; Szostak and Golewski, 2020), silica fume (Kazemian et al., 2017a; Li et al., 2018; Zhang et al., 2018), ground granulated blast furnace slag (Jiao et al., 2017), calcined clay (Chen et al., 2019), and limestone powder (Teixeira et al., 2022). In addition to the reduction of the environmental impact of concrete, these materials improve the mix's density and cohesiveness as well as its mechanical strength and durability (Jiao et al., 2017; Zhang et al., 2018; Papachristoforou et al., 2019; Chen et al., 2019; Teixeira et al., 2022). As for the aggregates, due to nozzle restrictions, the majority of researchers used fine aggregate with a maximum particle size of 2 mm (Bhattacherjee et al., 2021). Natural sand is used in most studies,

however, some of them use recycled sand (Ding et al., 2020; Xiao et al., 2020), recycled glass (Ting et al., 2019), and fine mine tailings (Ma et al., 2018) proving the enhancement of the buildability while decreasing the open time and mechanical strength. Appropriate chemical admixtures like superplasticizers, retarders, accelerators, and viscosity-modifying admixtures (Chen et al., 2019) are also used in the mix to improve the fresh, in terms of workability, setting, and viscosity, and the hardened state properties of the mix. Having an optimized mix by modifying the mix design constituents and proportions, improves the flowability, extrudability, buildability, and open time of the fresh mix (Le et al., 2012; Nerella et al., 2016; Panda and Tan, 2018a) leading to printable material with high mechanical properties.

The flowability is related to the ability of the mortar to flow in the pump without any blockage in the hose (Mechtcherine et al., 2020), it can be assessed by several experimental tests like the slump flow test (Tay et al., 2019), slump test (Ma et al., 2018), V-funnel test (Ma et al., 2018), and rheometer test (Panda and Tan, 2018b; Zhang et al., 2018). The extrudability is the ability of the mix to be extruded continuously through the nozzle without any blockage (Rahul et al., 2019), it can be measured visually through the printer immediately by making sure that the material is extruded without any disruption (Le et al., 2012; Ma et al., 2018), or by using indirect measurements like a manual printing device gun (Khalil et al., 2017), or rheometer test (Panda and Tan, 2018b; Zhang et al., 2018)). Buildability is regarded as one of the most crucial characteristics because the 3D printing technology does not use formwork and the material must maintain its shape by becoming stiffer in order to support the upper layers without deformation (Zhang et al., 2018; Ting et al., 2019; Kruger et al., 2019). The buildability has been measured by researchers directly by the printer identifying the layers that could be printed (Khalil et al., 2017; Le et al., 2012; Zhang et al., 2018) or by using indirect laboratory tests like the rheometer test (Zhang et al., 2018), penetration test (Baz et al., 2020; Lafhaj et al., 2019), uniaxial compression test (Ding et al., 2020; Ivanova et al., 2022), and plate stacking test (Panda and Tan, 2018b). Since printing the desired structures may take a long time, the open time is also an important property for the 3D printed mixes, since these mixes must achieve a longer printing time while maintaining good printability by being flowable in the pumping system and extrudable in the printing nozzle (Le et al., 2012; Ding et al., 2020). The open time can be measured directly by extruding filaments at different rest time (Ma et al., 2018), or indirectly by measuring the slump flow spread with time (Jo, 2020), or using rheometer test to measure the evolution of yield stress with time (Panda and Tan, 2018a).

The current study aims to formulate a printable mix design, from local materials available in the Lebanese market, to be used in construction projects. Designs of printable mortar mixes will be proposed, prepared, and tested. The experimental tests will be carried out to evaluate the fresh properties of the mixture, such as flowability, extrudability, buildability, and open time. After reaching these target properties, a gantry printer is used to extrude the prepared mortar to check if the material is printable. This study will be followed by a testing campaign on the hardened printed materials and the developed mixes will be optimized to reach the target performance.

II. MATERIALS

To have an economic, environmental, and high-performance printable mix, the mix is formulated using locally available raw materials. The major components of the mortar are cement, supplementary cementitious materials, water, aggregates, and admixtures. The following section

details the characteristics of these constituents, the mix design methodology, and the experimental program conducted to evaluate the mix properties.

The cement used in the trial mixes is the Portland Limestone cement. This cement satisfies the specifications of the American standard (ASTM C595) as Portland-Limestone cement Type I-L. It is composed of 6 to 15% limestone content, thus it contains less clinker content than ordinary Portland cement, leading to lower CO_2 emissions. This cement is thus considered more environmentally friendly than ordinary Portland cement while still providing a good mechanical performance.

Silica fume is used as supplementary cementitious material SCM to reduce cement content. This type of SCM is available in the Lebanese market and is characterized by providing high mechanical and durability properties for the mix at the hardened state.

As for the aggregates, fine crushed limestone sand with a maximum aggregate size of 2 mm is used as the only aggregate in the mix. It is obtained from a Lebanese quarry by crushing limestone rocks. This sand is commonly used in Lebanon and when it is well-graded it can replace the siliceous sand. A thorough investigation was carried out by (Abi Farraj, 2021) using this sand in the Lebanese context, and the results demonstrated that the concrete containing this sand as the only fine aggregate presented comparable performance with concrete containing the siliceous sand.

The admixture used is "EPSILONE HP 565", a high range water reducer hyperplasticizer provided by Weber Saint-Gobain. It helps reduce the water/binder ratio in the mortar mix while still maintaining good workability and flowability. It also provides good mix adhesion and good concrete quality.

III. METHODOLOGY

According to the literature review and the findings obtained from previous studies, the approach to developing an optimum 3D printed mix that is employed in this study is illustrated in **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**. It consists of developing the mix design first, then the fresh state properties are evaluated, including the flowability, extrudability, buildability, and open time. If any of these properties are not met, the mix design is modified to meet all of the fresh state specifications, resulting in a successful printed object. The hardened state properties of the printed object will then be evaluated and the mix will be optimized again to reach the target performance.

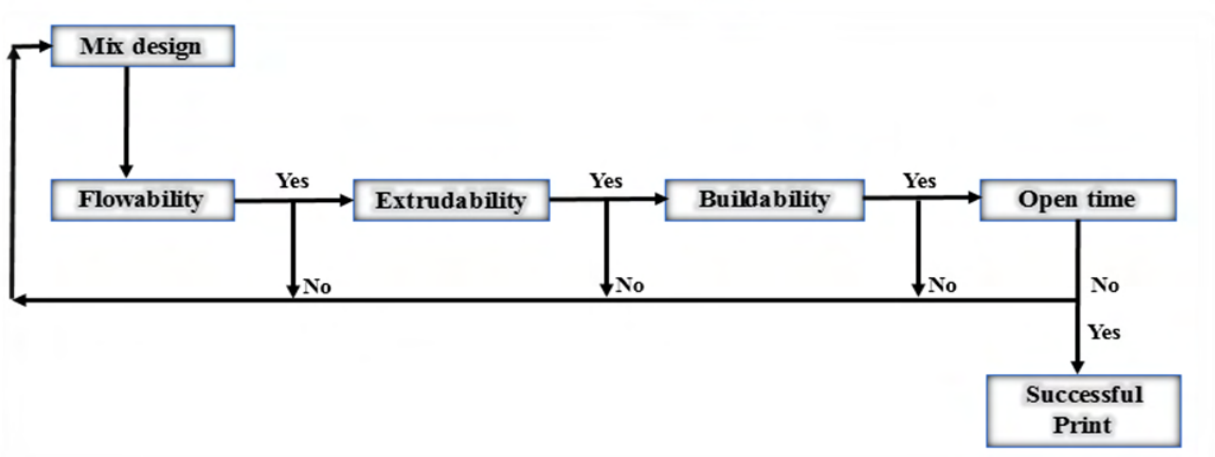


Figure 3. Procedures followed to have a successful print

At the initial stages of the study, five mixes were designed with different water-to-binder ratios and different superplasticizer contents, as presented in **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**. The binder in all the trial mixes consists of 90% of Portland limestone cement and 10% of silica fume. The binder content is set to be 600 kg/m^3, the most common content used in 3D printing studies which gives a buildable high-performance mix. The aggregate content for all designed mixes was set and calculated in order to have a mix per meter cubic. The cement, sand, and silica fume were mixed first at a low speed, for 4 min. Then, water and superplasticizer were added, and mixed for 3 minutes at a low speed followed by 3 minutes at a medium speed.

Table 1. Mix design proportions in kg/m^3

Mix design	Cement	Silica fume	Sand (S/B)	Water (W/B)	SP (% of cement weight)
1	540	60	1294 (2.156)	240 (0.4)	5.724 (1.06 %)
2	540	60	1301 (2.168)	240 (0.4)	2.862 (0.53 %)
3	540	60	1304 (2.173)	240 (0.4)	1.431 (0.265 %)
4	540	60	1307 (2.178)	240 (0.4)	0 (0 %)
5	540	60	1442 (2.403)	180 (0.3)	5.724 (1.06 %)

IV. EXPERIMENTAL TESTS

For testing the flowability and open time properties, a slump flow test was conducted as seen in



(a)



(b)





(c) *(d)*

Figure 4 (a and b). This test was conducted in conformance with ASTM C1437. It consists of pouring the mortar into the mold in two layers and tamping each layer 20 times across its cross-section. Then the mold is lifted, the flow table is dropped 25 times, and the mortar slump flow diameter is measured.

To evaluate the flowability, extrudability, and buildability of the printed material, a direct measurement was made while using the pump, as seen in





(a) *(b)*

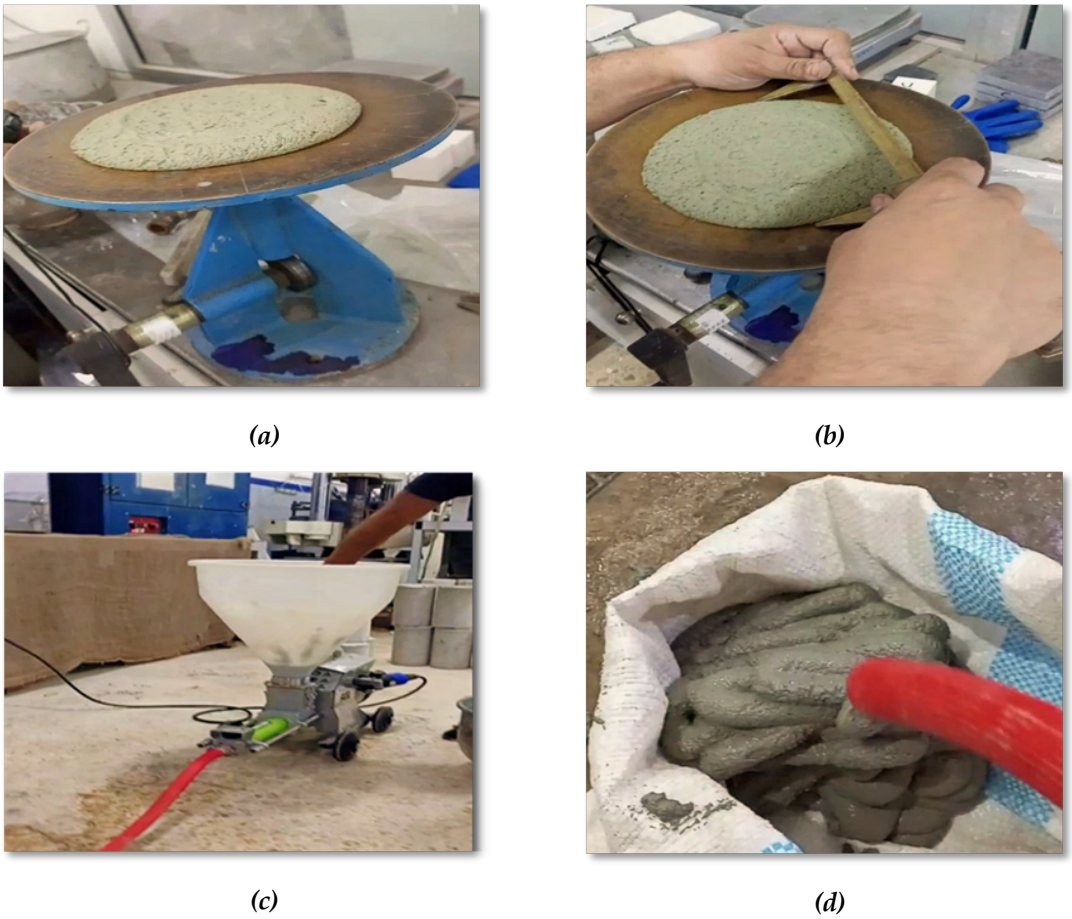




(c) *(d)*

Figure 4 (c and d). The mortar is added to the delivery system and checked if it flows through the pumping system and if it is extruded without any disruption. Then, the layers are stacked layer upon layer to check whether the extruded mortar satisfies the build-up properties without any failure.

After the mix satisfies all the fresh state properties, the mix is printed using the gantry type printer, shown in Figure 5. The printer has a 530 × 530 mm bed size, a 16 mm diameter circular nozzle, and can print up to 1 m in height.



(a) *(b)*

(c) *(d)*

Figure 4. Experimental tests to evaluate the fresh state properties: (a,b) slump flow test following ASTM C1437 (c) direct measurement using the pump, (d) stacking of layers

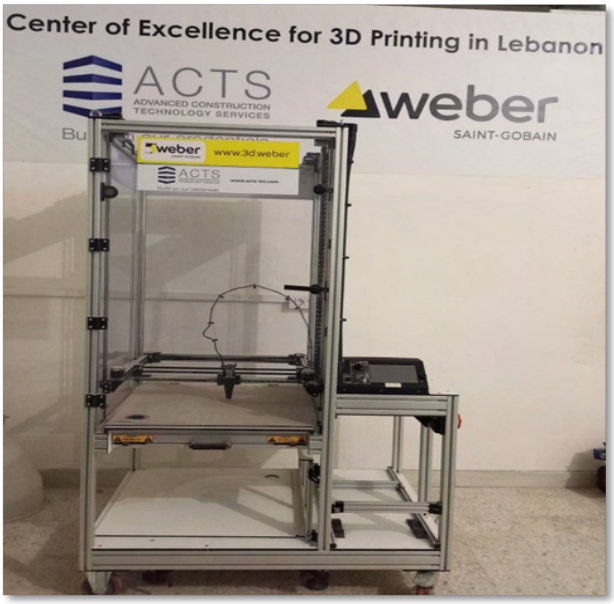


Figure 5. The gantry-type printer used in the current study

V. RESULTS AND DISCUSSIONS

In 3D printing, it is critical to find the right balance between flowability and extrudability on the first hand and buildability on the other hand since the mix must be flowable and extrudable while directly gaining its strength so that each layer can carry the load of the layer above. All the designed mixes were tested before printing to evaluate their fresh-state properties. To have good printability, (Ma et al., 2018) have concluded that the slump flow diameter must be in the range of 174 and 210 mm, (Tay et al., 2019) have found it to be between 150 and 190 mm, and (Teixeira et al., 2022) suggested to be between 186 and 196 mm. In the current study, the minimum acceptable slump flow diameter was set to 150 mm since a lower diameter results in a stiff mix that can clog the pumping system.

With a w/b of 0.4 and a superplasticizer SP content of 1.06 and 0.53%, Mixes 1 and 2 were extremely flowable, exceeding the target value when performing the slump flow test, and subsequently being eliminated because none of the fresh state properties had been satisfied. Mix 3, which contains 0.265% SP content, gave a spread diameter of 185 mm in the slump flow test. Furthermore, the mortar was pumped through the hose, extruded with a continuous filament through the nozzle, and stacked layer on top of layer without any failure. Thus, Mix 3 satisfied the required properties. In Mix 4, and for 0% SP content, the spreading diameter in the slump flow test was 146 mm. However, after 1 minute of using the pump, the material got stacked into the hose and did not extrude through the nozzle. Thus, this didn't satisfy the target fresh state properties.

In Mix 5, the water content was lowered to 0.3 and 1.06% of SP content was used. Table 2. ***Fresh state properties*** shows that all of the fresh state properties have been met, resulting in a flowable, extrudable, and buildable material with no failures and acceptable flow value after 30 min.

When optimizing a 3D printing material, the w/b ratio and the amount of superplasticizer are critical factors in achieving good flowability while maintaining shape retention. The flowability

decreased from mix 1 to 4 as the superplasticizer percentage decreased. 0% SP content caused a blockage in the pumping system, whereas high superplasticizer content led to a very flowable unbuildable mix that didn't hold together.

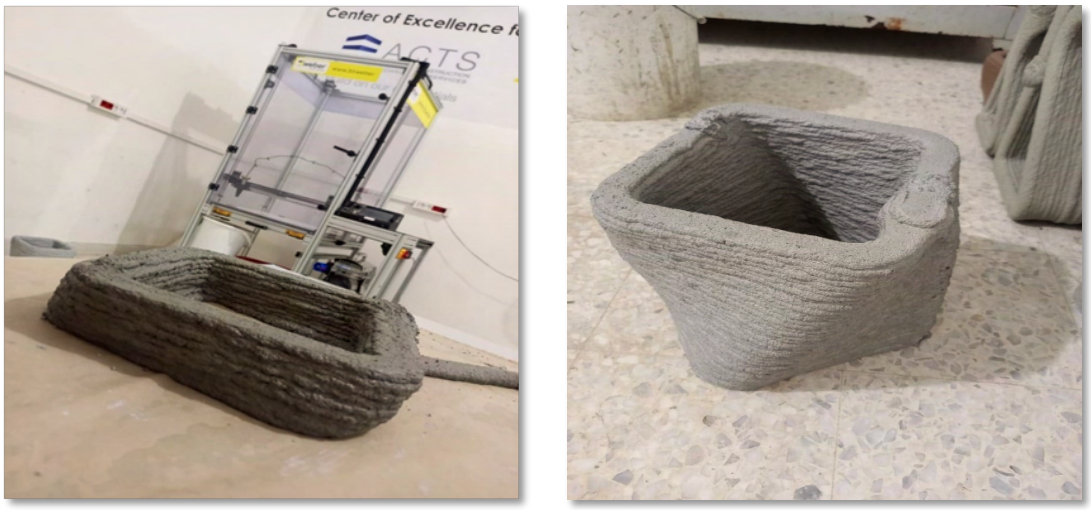
After satisfying the fresh state properties, printing trials were conducted on Mix 3 and Mix 5 using the 3D printer. As illustrated in Figure 6, both mixes have been printed without any failure. For Mix 3, 10 layers have been printed with a layer thickness of approximately 6 mm and a width in the range of 30 ± 5 mm, representing the total amount of mortar prepared. For mix 5, a higher amount of mortar has been prepared and all the materials have been printed without any failure with a total of 41 layers having a thickness of 6 mm and width of 30 ± 5 mm.

In the second step, the printed material from Mix 3 and Mix 5 will be evaluated on the hardened states and the mixes will be optimized accordingly.

Table 2. **Fresh state properties results**

Fresh state Properties	Tests	Mix 1	Mix 2	Mix 3	Mix 4	Mix 5
Flowability	Pump	x	x	✓	x	✓
	Slump flow	x	x	✓ 185 mm	✓ 146 mm	✓ 186mm
Extrudability	Pump	x	x	✓	x	✓
Buildability	Pump	x	x	✓	x	✓
Open time	Slump flow	x	x	0 min: 185mm 10 min: 182 mm 20 min: 180 mm 30 min: 178 mm	x	0 min: 186mm 10 min: 179 mm 20 min: 173 mm 30 min: 156 mm

✓: satisfied; x: not satisfied



(a) *(b)*

Figure 6. Printing (a) Mix 3 and (b) Mix 5

VI. CONCLUSIONS

3D printing is a promising construction technology that can present several environmental and economic advantages compared to conventional construction methods. This technology can lead to a reduction in the labor numbers and injuries during construction, the consumption of raw materials and formworks, the waste and energy consumption, and the negative impact of construction on the environment.

The current study was conducted to develop 3D printing mix designs using local materials available in the Lebanese market. The impact of various mix designs on fresh state properties has been examined, with a focus on selecting the optimal mix to meet flowability, extrudability, buildability, and open time properties providing ultimately good printability. The experimental program conducted at this stage resulted in two mix designs that satisfied the target performance at fresh state. The presented slump flow diameter values were between 150 and 190 mm, and the mixes were flowable, extrudable, and buildable without any failure.

It should be noted that these results are preliminary. An extensive testing campaign will be developed at fresh and hardened states for further optimization of the mixes, while mainly taking into consideration the reduction of the cement content to produce more sustainable and economical mixes.

VII. ACKNOWLEDGMENT

This research is financially supported by Advanced Construction Technology Services (ACTS). The authors show all the gratitude for all its staff for their financial and technical support provided.

VIII. REFERENCES

Abi Farraj, F., 2021. Evaluation des propriétés du béton à l'état frais et l'état durci composé des granulats concassés sans sable naturel. Ph.D. Thesis, Université Toulouse 3 - Paul Sabatier, France.

AI SpaceFactory, 2022. LINA by AI SpaceFactory. Availabble online: https://www.aispacefactory.com/lina/

ASTM C595, 2017.Standard Specification for Blended Hydraulic Cements. ASTM International, West Conshohocken, PA.

Baz, B., Aouad, G., Remond, S., 2020. Effect of the printing method and mortar's workability on pull-out strength of 3D printed elements. Construction and Building Materials 230, 117002. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117002

Bhattacherjee, S., Basavaraj, A.S., Rahul, A.V., Santhanam, M., Gettu, R., Panda, B., Schlangen, E., Chen, Y., Copuroglu, O., Ma, G., Wang, L., Basit Beigh, M.A., Mechtcherine, V., 2021. Sustainable materials for 3D concrete printing. Cement and Concrete Composites 122, 104156. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104156

Chen, Li, Chaves Figueiredo, Çopuroğlu, Veer, Schlangen, 2019. Limestone and Calcined Clay-Based Sustainable Cementitious Materials for 3D Concrete Printing: A Fundamental Study of Extrudability and Early-Age Strength Development. Applied Sciences 9, 1809. https://doi.org/10.3390/app9091809

Chen, M., Guo, X., Zheng, Y., Li, L., Yan, Z., Zhao, P., Lu, L., Cheng, X., 2018. Effect of Tartaric Acid on the Printable, Rheological and Mechanical Properties of 3D Printing Sulphoaluminate Cement Paste. Materials 11, 2417. https://doi.org/10.3390/ma11122417

Chen, Y., Chaves Figueiredo, S., Yalçinkaya, Ç., Çopuroğlu, O., Veer, F., Schlangen, E., 2019. The Effect of Viscosity-Modifying Admixture on the Extrudability of Limestone and Calcined Clay-Based Cementitious Material for Extrusion-Based 3D Concrete Printing. Materials 12, 1374. https://doi.org/10.3390/ma12091374

Chen, Y., He, S., Gan, Y., Çopuroğlu, O., Veer, F., Schlangen, E., 2022. A review of printing strategies, sustainable cementitious materials and characterization methods in the context of extrusion-based 3D concrete printing. Journal of Building Engineering 45, 103599. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103599

Ding, T., Xiao, J., Qin, F., Duan, Z., 2020. Mechanical behavior of 3D printed mortar with recycled sand at early ages. Construction and Building Materials 248, 118654. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118654

Forecast, 2022. Product Prototyping Market. Available online: https://www.transparencymarketresearch.com/product-prototyping-market.html

GLOBE NEWSWIRE, 2023. 3D Printing for Construction Market Size Set to Achieve $523.3 Billion by 2030, Growing at 87% CAGR | Revolutionizing Printing Structures in Construction. Available online: https://www.globenewswire.com/news-release/2023/08/31/2735631/0/en/3D-Printing-for-Construction-Market-Size-Set-to-Achieve-523-3-Billion-by-2030-Growing-at-87-CAGR-Revolutionizing-Printing-Structures-in-Construction.html

Hager, I., Golonka, A., Putanowicz, R., 2016. 3D Printing of Buildings and Building Components as the Future of Sustainable Construction. Procedia Engineering 151, 292–299.https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.357

IAAC, 2022. IAAC designs and constructs Spain's first 3D printed building using earth and Crane WASP. Available online: https://iaac.net/project/3dpa-prototype-2022/

Ivanova, I., Ivaniuk, E., Bisetti, S., Nerella, V.N., Mechtcherine, V., 2022. Comparison between methods for indirect assessment of buildability in fresh 3D printed mortar and concrete.

Cement and Concrete Research 156, 106764. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106764

Jemghili, R., Ait Taleb, A., Mansouri, K., 2020. Additive Manufacturing Progress as a New Industrial Revolution. Conference, Kenitra, Morocco, pp. 1–8. https://doi.org/10.1109/ICECOCS50124.2020.9314623

Jiao, D., Shi, C., Yuan, Q., An, X., Liu, Y., Li, H., 2017. Effect of constituents on rheological properties of fresh concrete-A review. Cement and Concrete Composites 83, 146–159. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.07.016

Jo, J.H., Jo, B.W., Cho, W., 2020. Development of a 3D Printer for Concrete Structures: Laboratory Testing of Cementitious Materials. Int J Concr Struct Mater 14, 13. https://doi.org/10.1186/s40069-019-0388-2

Kazemian, A., Yuan, X., Cochran, E., Khoshnevis, B., 2017a. Cementitious materials for construction-scale 3D printing: Laboratory testing of fresh printing mixture. Construction and Building Materials 145, 639–647. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.015

Kazemian, A., Yuan, X., Meier, R., Cochran, E., Khoshnevis, B., 2017b. Construction-Scale 3D Printing: Shape Stability of Fresh Printing Concrete. Conference, American Society of Mechanical Engineers, Los Angeles, California, USA, p. V002T01A011. https://doi.org/10.1115/MSEC2017-2823

Khalil, N., Aouad, G., El Cheikh, K., Rémond, S., 2017. Use of calcium sulfoaluminate cements for setting control of 3D-printing mortars. Construction and Building Materials 157, 382–391. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.109

Kruger, J., Zeranka, S., van Zijl, G., 2019. 3D concrete printing: A lower bound analytical model for buildability performance quantification. Automation in Construction 106, 102904. https://doi.org/10.1016/j.autcon.2019.102904

Lafhaj, Z., Rabenantoandro, A.Z., el Moussaoui, S., Dakhli, Z., Youssef, N., 2019. Experimental Approach for Printability Assessment: Toward a Practical Decision-Making Framework of Printability for Cementitious Materials. Buildings 9, 245. https://doi.org/10.3390/buildings9120245

Le, T.T., Austin, S.A., Lim, S., Buswell, R.A., Gibb, A.G.F., Thorpe, T., 2012. Mix design and fresh properties for high-performance printing concrete. Mater Struct 45, 1221–1232. https://doi.org/10.1617/s11527-012-9828-z

Li, Z., Wang, L., Ma, G., 2018. Method for the Enhancement of Buildability and Bending Resistance of 3D Printable Tailing Mortar. Int J Concr Struct Mater 12, 37. https://doi.org/10.1186/s40069-018-0269-0

Ma, G., Li, Z., Wang, L., 2018. Printable properties of cementitious material containing copper tailings for extrusion based 3D printing. Construction and Building Materials 162, 613–627. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.051

Mechtcherine, V., Bos, F.P., Perrot, A., da Silva, W.R.L., Nerella, V.N., Fataei, S., Wolfs, R.J.M., Sonebi, M., Roussel, N., 2020. Extrusion-based additive manufacturing with cement-based materials – Production steps, processes, and their underlying physics: A review. Cement and Concrete Research 132, 106037. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106037

Morgan, J., 2017. Work on world's first 3D-printed skyscraper to begin in Dubai by 2023. Available online: https://www.constructionweekonline.com/projects-tenders/article-46835-work-on-worlds-first-3d-printed-skyscraper-to-begin-in-dubai-by-2023

Nerella, V.N., Krause, M., Näther, M., Mechtcherine, V., 2016. Studying printability of fresh concrete for formwork free Concrete on-site 3D Printing technology (CONPrint3D) 11. Conference, Regensburg, Germany, pp. 236-246.

Panda, B., Tan, M.J., 2018a. Material properties of 3D printable high-volume slag cement. Conference, Melbourne, Australia, pp. 26–28.

Panda, B., Tan, M.J., 2018b. Experimental study on mix proportion and fresh properties of fly ash based geopolymer for 3D concrete printing. Ceramics International 44, 10258–10265. https://doi.org/10.1016/j.ceramint.2018.03.031

Papachristoforou, M., Mitsopoulos, V., Stefanidou, M., 2019. Use of by-products for partial replacement of 3D printed concrete constituents; rheology, strength and shrinkage performance. Frattura ed Integrità Strutturale 13, 526–536. https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.50.44

Pessoa, S., Guimarães, A.S., 2020. The 3D printing challenge in buildings. E3S Web Conf. 172, 19005. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202017219005

Rahul, A.V., Santhanam, M., Meena, H., Ghani, Z., 2019. 3D printable concrete: Mixture design and test methods. Cement and Concrete Composites 97, 13–23. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.12.014

Raval, A.D., Patel, C.G., 2020. Development, Challenges and Future Outlook of 3D Concrete Printing Technology 5. International Journal on Emerging Technologies 11, 892-896.

Saleh Abd Elfatah, A., 2019. 3D Printing in Architecture, Engineering and Construction (Concrete 3D printing). Engineering Research Journal 162, 119–137. https://doi.org/10.21608/erj.2019.139808

Salet, T.A.M., Ahmed, Z.Y., Bos, F.P., Laagland, H.L.M., 2018. Design of a 3D printed concrete bridge by testing. Virtual and Physical Prototyping 13, 222–236. https://doi.org/10.1080/17452759.2018.1476064

Scott, C., 2017. Apis Cor 3D Prints a House in 24 Hours and Creates a Technological Showcase. Available online: https://3dprint.com/166389/apis-cor-3d-printed-house-russia/

Shakor, P., Sanjayan, J., Nazari, A., Nejadi, S., 2017. Modified 3D printed powder to cement-based material and mechanical properties of cement scaffold used in 3D printing. Construction and Building Materials 138, 398–409. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.037

Shammas, D., 2019. DFAB house. Available online: https://dfabhouse.ch/dfab-house/

Shuaib, M., Haleem, A., Kumar, S., Javaid, M., 2021. Impact of 3D Printing on the environment: A literature-based study. Sustainable Operations and Computers 2, 57–63. https://doi.org/10.1016/j.susoc.2021.04.001

Steffen, L., 2020. Czech Republic's First 3D-Printed Floating House Is Self-Sufficient. Available online: https://www.intelligentliving.co/czech-republics-first-3d-printed-floating-house/

Szostak, B., Golewski, G.L., 2020. Modification of early strength parameters of concrete by the addition of fly ash and admixture of nano C-S-H for application in 3D printing. MATEC Web Conf. 323, 01016. https://doi.org/10.1051/matecconf/202032301016

Tay, Y.W.D., Qian, Y., Tan, M.J., 2019. Printability region for 3D concrete printing using slump and slump flow test. Composites Part B: Engineering 174, 106968. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2019.106968

Teixeira, J., Schaefer, C.O., Maia, L., Rangel, B., Neto, R., Alves, J.L., 2022. Influence of Supplementary Cementitious Materials on Fresh Properties of 3D Printable Materials. Sustainability 14, 3970. https://doi.org/10.3390/su14073970

Ting, G.H.A., Tay, Y.W.D., Qian, Y., Tan, M.J., 2019. Utilization of recycled glass for 3D concrete printing: rheological and mechanical properties. J Mater Cycles Waste Manag 21, 994–1003. https://doi.org/10.1007/s10163-019-00857-x

Xiao, J., Zou, S., Yu, Y., Wang, Y., Ding, T., Zhu, Y., Yu, J., Li, S., Duan, Z., Wu, Y., Li, L., 2020. 3D recycled mortar printing: System development, process design, material properties and

on-site printing. Journal of Building Engineering 32, 101779. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101779

Zhang, Yu, Zhang, Yunsheng, Liu, G., Yang, Y., Wu, M., Pang, B., 2018. Fresh properties of a novel 3D printing concrete ink. Construction and Building Materials 174, 263–271. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.115

Effect of thermal aging on shear strength of concrete-epoxy interface in extreme moisture conditions

Zhibo Duan[1], Matthieu Briffaut*[1], Nicolas Gay[1]

[1] Univ. Lille, CNRS, Centrale Lille, UMR 9013 - LaMcube - Laboratoire de Mécanique, Multiphysique, Multiéchelle, F-59000 Lille, France

Abstract

A series of shear strength measurements are carried out, to study the effect of curing temperature and the effect of thermal ageing on the bond strength of concrete-epoxy interface. The results show that the curing temperature and water immersion play an important role. At early age, the shear strength of the samples cured at 40°C in air for 24h is more than twice the one at 20°C. The samples treated at 80°C in air could maintain a strong interface strength until 32 days, however, a drop due to interface debonding is observed for the samples treated at 80°C in water for 16 days.

Mots-clefs Époxy, béton, interface, vieillissement thermique, résistance au cisaillement

Key-words Epoxy, concrete, interface, thermal aging, shear strength

I. INTRODUCTION

Epoxy resin are widely used in concrete repair and structural reinforcement, thanks to its fast curing, wide application temperature range, good adhesion with concrete and excellent interface bond strength. When composite materials interact with the environment, the matrix oxidation involves a weight loss and a density increase and as a consequence, a shrinkage of the skin layer of the material [Decelle et al., 2003]. A higher temperature of curing reduces the time required to achieve a higher glass transition temperature (T_g) value while guaranteeing a high degree of crosslinking, who plays an important role in the mechanical performance of the material [Michel et Ferrier, 2020]. On the contrary, the tensile strength and stiffness of FRP (fiber-reinforced polymer) sheets or plates drop significantly once the temperature exceeds their T_g due to the accelerated softening of the polymeric matrix [Wang et al, 2021]. Moreover, the effectiveness of entire strengthening or retrofitting scheme highly depends on the bond performance of concrete-epoxy interface, where moisture plays an important role on durability. Zhou et al. [2017] conducted a comprehensive experiment focusing on the coupled effect of sustained load and moisture on the bond property of concrete-epoxy interface, and observed a drastic deterioration of interfacial fracture toughness up to 77%; Lau and Büyüköztürk [2010] obtained a significant decrease of interface fracture toughness affected by moisture, up to about 50%; with the increase of aging duration to 120 days under wet-dry cycles in NaCl solution, the tensile strength and the elastic modulus of epoxy primer had substantially decreased, which would lead to a reduction of the

interface fracture energy at the CFRP-concrete bonding interface [Cui et al., 2021]. The research of Daneshvar et al. [2021] shows that the casting and curing temperature dramatically impacts the mechanical properties of the epoxy bonded concretes by wedge splitting and bi-surface shear tests. The interface debonding and the degradation of bonding adhesives play an important role in dominating the bond failure modes and performance degradation of FRP-strengthened concrete members [Wang et al, 2021].

The objective of this work is to study the effects of cure temperature, thermal aging and water aging on interfacial bond strength by measuring its shear strength, it provides a simple and intuitive method for evaluating concrete-epoxy interface durability, and may benefit the engineering application of concrete reparation and reinforcement.

II. MATERIAL AND METHODES

A. Preparation of samples

The commercial epoxy supplied by society SPPM for the research project ANR DUREVE (ANR-18-CE06-0028), and a steel fiber reinforced concrete UHPRFC (R_c=150MPa) were used in this study. The list of samples is shown in Table 1, including the number of samples, curing/treatment condition and time, for the different tests.

TABLE 1. Samples and curing/treatment condition

Test	Sample	Number	Curing/treatment	Time (d)
Mass loss/ Shrinkage	Epoxy disk	3	80°C Air	1/2/4/8/12/16/32/48/64
		3	80°C Water	1/2/4/8/12/16/32/48/64
Shear strength-effect of curing temperature	Concrete-epoxy	4	20°C Air	1/4/8/16
		4	40°C Air	1/4/8/16
Shear strength-effect of thermal ageing	Concrete-epoxy	4	80°C Air	4/8/16/32
		4	80°C Water	4/8/16/32

6 epoxy thick disk samples of 65mm in diameter and 0.7mm in thickness were made for the measurement of mass loss and shrinkage, stored in an oven at 80°C and in a water bath at 80°C for 1, 2, 4, 8, 12, 16, 24, 32, 48 and 64 days. We define $\Delta D/D$ as shrinkage rate and $\Delta M/M$ as mass loss rate.

For shear strength, the dimension of the cylindrical concrete BFUP samples was 65mm×25mm (diameter height), three holes evenly distributed of 10mm in diameter were drilled on each sample, and finally 1g of epoxy was injected in each hole to form with the help of a silicone cylinder (10mm×5mm) placed at the bottom of the hole, a thin epoxy cylinder of diameter 10mm, and thickness about 3mm (see Fig.1b). To evaluate the effect of curing temperature, measurements were performed on 4 samples cured in the oven at 20°C and 4 samples cured at 40°C, after 1, 4, 8, 16 days. Furthermore, 4 samples treated in the oven at 80°C and 4 samples treated in the water bath at 80°C, were tested after 4, 8, 16, 32 days, to evaluate the effect of thermal ageing and water ageing. The

samples treated in water were wiped and dried in the oven at 80°C for 1 hour, and naturally cooled before measuring.

B. Shear strength test of interface

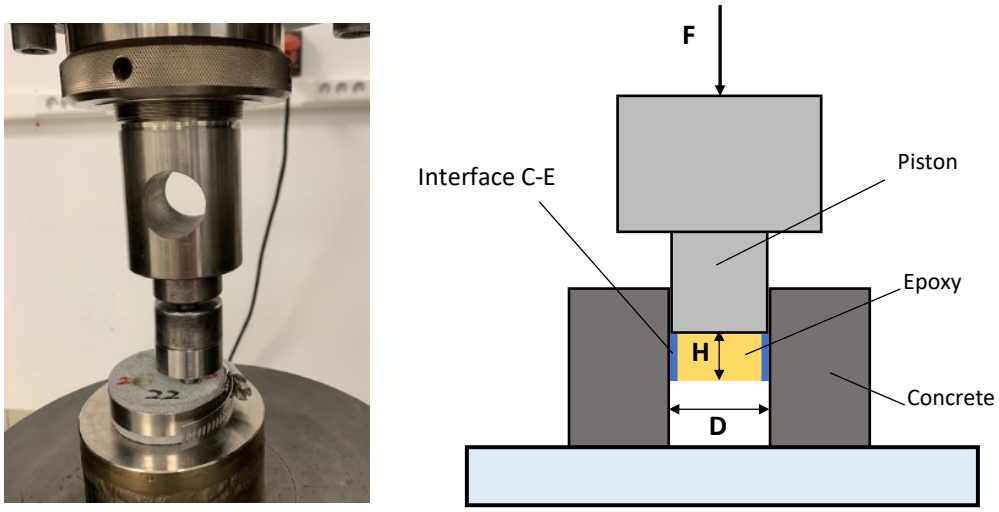
The shear strength measurements of interface were performed with a Zwick/Roell Z250 press. A cylindrical stainless-steel piston with a bottom diameter D of 9.9 mm was employed to push the epoxy cylinder under the axial loading (Fig.1a). The loading rate was 0.12mm/min. According to the schematic diagram shown in Fig.1b, a cylindrical shear plane of interface is obtained and then the shear strength (τ) can be calculated as:

$$\tau = \frac{F}{\pi D H} \tag{1}$$

F - peak force

D - diameter of epoxy sample

H - height of epoxy sample



(a) (b)

FIGURE 1. Shear strength test device and schematic diagram

C. Permeability measurement

In order to evaluate the permeability properties of epoxy coatings, the apparatus detailed in [Quelennec et al, 2023] was used (Fig.2). The difference lies in the addition of a diffuser on either side of the test sample, which provides a better lateral seal. The principle is to measure the evolution of the pressure in the downstream reservoir (R2) to compute the flow going throw the specimen. The permeability evolution is seen as an indicator of the microstructure evolution and consequently of the eventual ageing of the material.

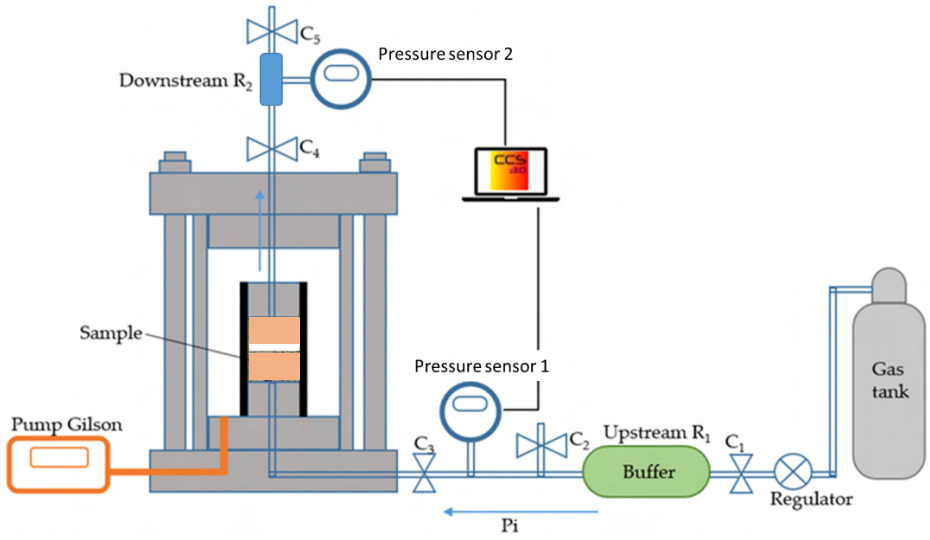


FIGURE 2. Experimental device for permeability measurement

III. RESULTS

A. Mass loss and shrinkage

The mass loss rate and shrinkage rate from 0 to 64 days are respectively shown in Fig. 3 and Fig.4. We observed that both of the samples treated in air at 80°C (group 1) and in water at 80°C (group 2) had rapid mass loss in the early days (Fig. 3), with almost the same average mass loss rate about 4.2% after 8 days. Afterwards, mass loss kinetic of group 2 significantly decreased, and after 16 days their mass was stabilized. In the same time, samples of group 1 presented a mass loss evolution reaching about 6.3% after 64 days. The shrinkage of group 2 is faster than case 1, but from 16 days the shrinkage rate remains stable at around 1.6% (see Fig. 4), whereas group 1 continues to shrink and reaches 2.0% at 64 days. Clearly, the presence of water inhibits further mass loss and shrinkage. We can more clearly observe a linear relationship between shrinkage rate and mass loss rate in average value for these two aging conditions from Fig. 5, and the shrinkage rate and mass loss rate of aging in air are greater than those of aging in water after 64 days, about 25%.

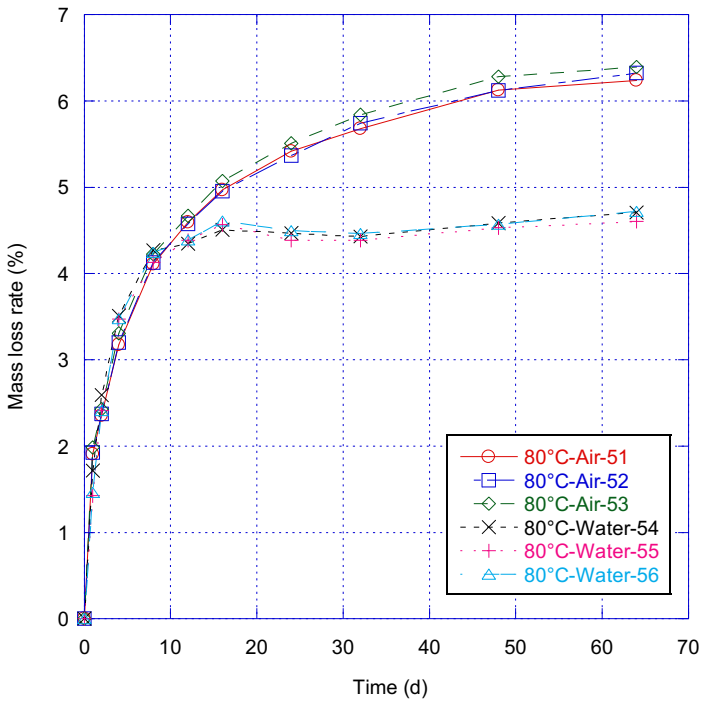


FIGURE 3. **Mass loss in water and in air at 80°C**

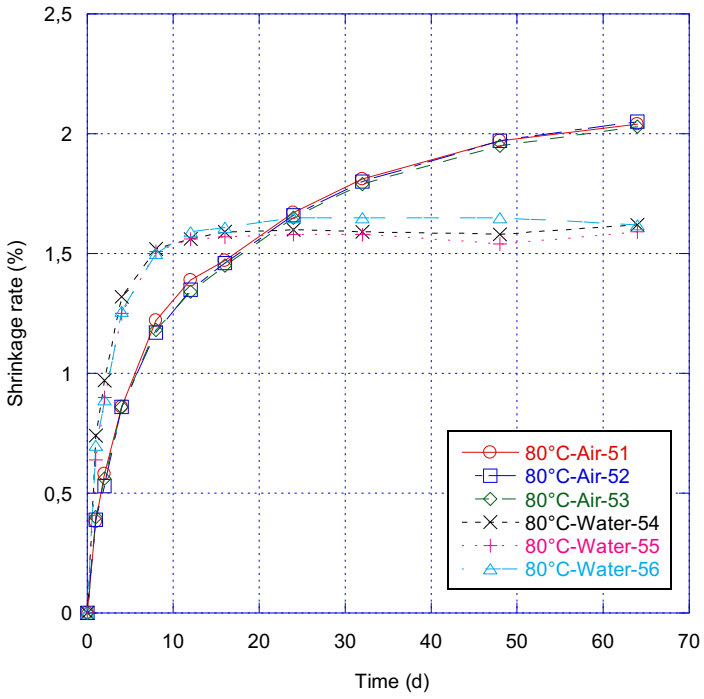


FIGURE 4. **Shrinkage in water and in air at 80°C**

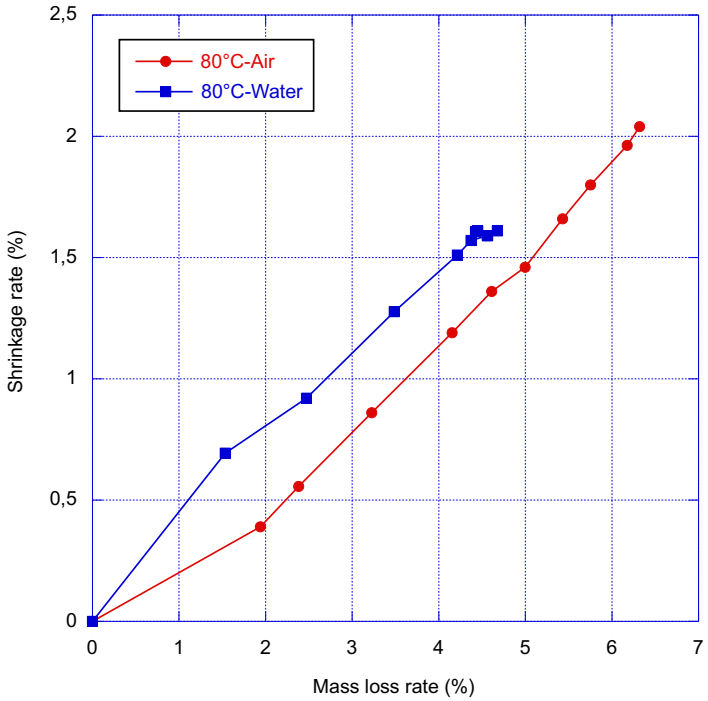


FIGURE 5. Correlation between shrinkage rate and mass loss rate

B. Shear strength of interface

For 3 samples cured at 20°C, an average shear strength of 11.38MPa is obtained at 1 day, and it increases progressively to 23.79MPa (+109%) at 16 days, see Fig. 6. In comparison, it reaches a value of 25.95MPa from 1 day, i.e. more than twice as high as that at 20°C, which is maintained until 16 days, in the case of curing at 40°C. For reference, the Fig. 6 also shows the results obtained by Yu et al. [2020] in similar studies, the average of shear strengths 8.16MPa for the specimens no treatment and unconstrained, cured at room temperature for 7 days. As we know, crosslinking plays an important role in the mechanical performance, the stronger the crosslinking effect, the stronger the corresponding mechanical strength. Further, T_g consistently increase with the curing temperature, owing to the crosslinking, it can be confirmed by the study of Michel and Ferrier [2020], a higher T_g about 70°C under a curing temperature of 40°C for 14 days, against a T_g about 50°C for 20°C. Therefore, we get naturally a stronger mechanical property of interface at early age, with a higher T_g obtained. The results of shear strength obtained show clearly the importance of curing temperature on the interfacial strength.

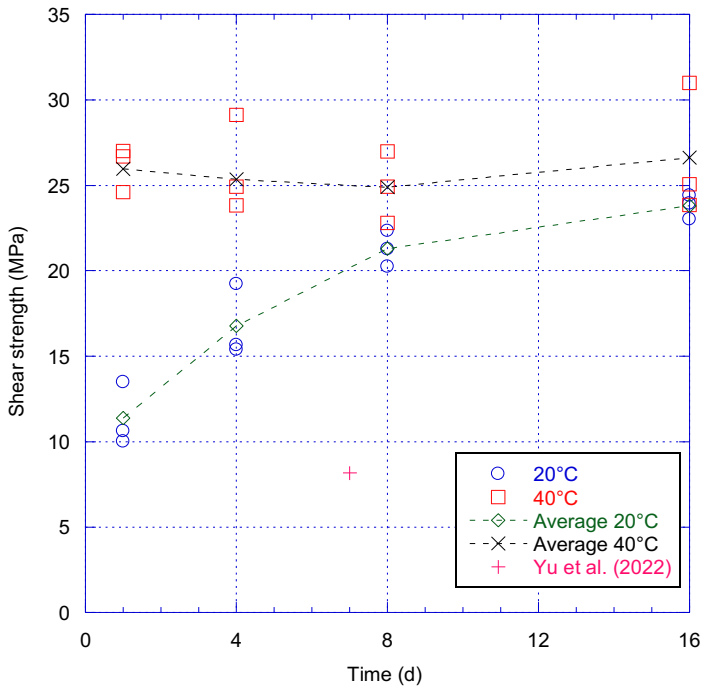


FIGURE 6. Effects of cure temperature

The results of shear strength interface evolution due to thermal and moisture ageing effect are displayed on Fig. 7. One can remark that at 4 days the average shear strengths for three different treatment conditions are in the following order: case 1-80°C in air (30.75MPa) > case 2-80°C in water (19.38MPa) > case 3-20°C in air (16.77MPa). Afterwards the samples treated at 80°C in air could maintain a strong strength until 32 days (31.45MPa). However, a partial interface debonding is observed for two of the three samples treated at 80°C in water at16 days, which leads to the very weak shear strengths obtained (1.54 and 3.09MPa). At 32 days, all three samples present an important debonding.

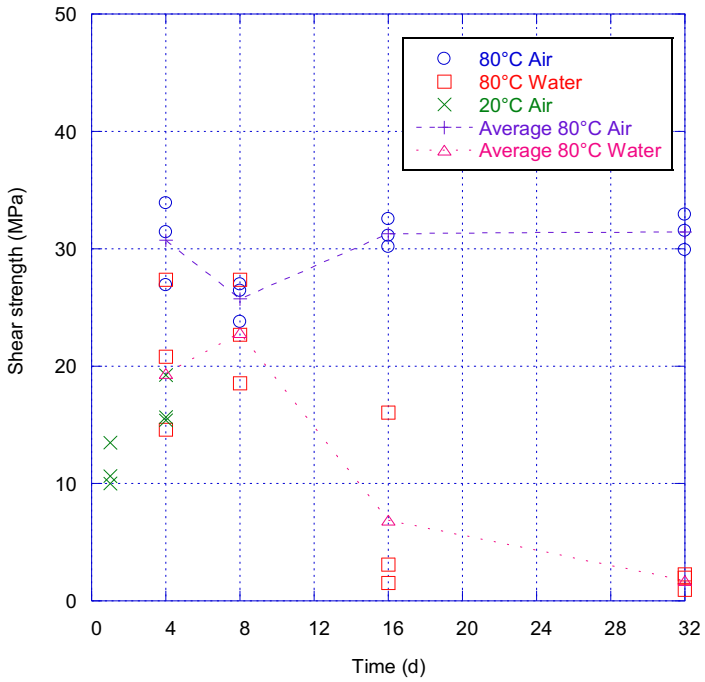


FIGURE 7. Effect of thermal ageing and water immersion

Review the results shown in Fig. 4, although case 1 and case 2 have a similar shrinkage rate about 1.5% at 16 days, case 1 could maintain a good bond with concrete and interface integrity, we note that there is no thermal aging effect for 80°C in air treatment within 32 days, on contrary with the ones treated at 80°C in water. Although the shrinkage is greater in air at 80 °C than in water, a greater decrease in interfacial resistance is observed for samples treated in water. Therefore, there is a cross effect between the amplitude of the shrinkage and the presence of water (Luo et al. [2020]). At a first glance, one can suspect that the chemical reaction of epoxy with water (thermoactivated hydrolyze) will lead to a microstructural evolution of the epoxy (especially at a temperature above the glass transition temperature) but shrinkage measurements in air exhibit higher value. Visible debonding between the epoxy and concrete for specimens cured in water (explaining the very low shear stress) are deemed also to be a consequence of a loose of adhesion due to chemical interaction with concrete (re-saturation of concrete lead to an interstitial solution with a pH closed to 12 which is clearly deleterious for the tensile strength of the interface). Indeed, during curing, shrinkage of the epoxy will produce tensile strength normal to the interface which can lead to progressive failure of the interface.

C. Consequences of the thermal aging on permeability properties

On the Fig. 8, one can see the evolution of the permeability for epoxy immersed in water during up to 30 days. Permeabilities measurements remains very low and only very small evolution from the initial value to 3 days (slight decrease) and from 3 days to 30 days (slight increase) cannot be related to an evolution of the microstructure and an eventual degradation of the material. It is worth noting that permeabilities as low as 10^{-23} m^2 must be interpreted carefully and must be taken as an

upbound. A period of 30 days in water did not significantly modify the overall permeability and microcracks of important modification of the microstructure of the material can be dismiss.

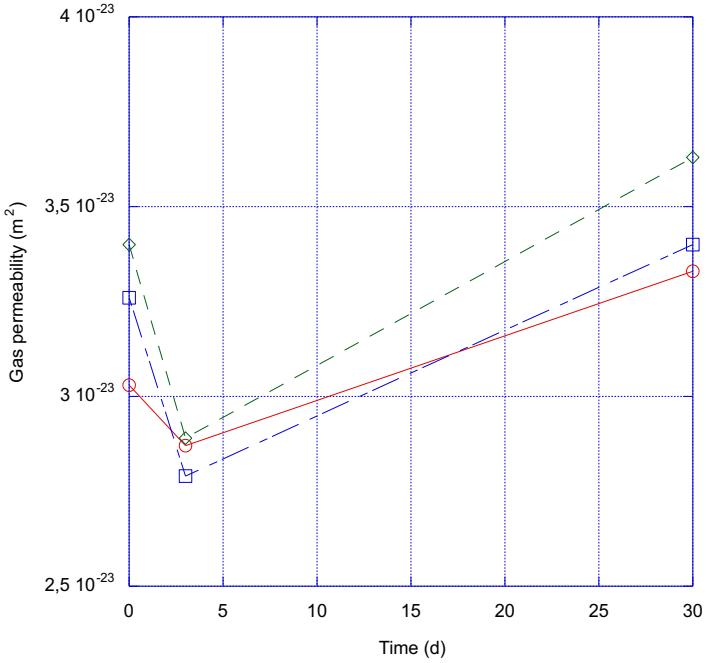


FIGURE 8. **Evolution of epoxy's permeability according a thermal aging at 90°C in water**

IV. CONCLSIONS

The results of this experimental study show that the curing temperature play an important role in the early strength of the concrete-epoxy interface. Even if, there is no thermal aging effect on the interfacial shear strength for 80°C air treatment until 32 days, an interface failure since 16 days is observed due to a combination of thermal aging and water aging for 80°C water treatment, highlighting the effect of thermo-hydraulic coupled phenomena for concrete epoxy interfaces. Further investigation will be conducted to evaluate the durability of interface by measuring the interfacial shear strength under different temperature and relative humidity treatment conditions in the long term but first results on permeabilities seems to show that the strength decrease in water curing conditions is not related to an evolution of the epoxy microstructure.

REFERENCES

Cui, E., Jiang, S., Wang, J., Zeng, X. (2021) Bond behavior of CFRP-concrete bonding interface considering degradation of epoxy primer under wet-dry cycles, *Construction and Building Materials*, 292, 123286. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123286

Daneshvar, D., Deix, K., Robisson, A. (2021) Effect of casting and curing temperature on the interfacial bond strength of epoxy bonded concretes, *Construction and Building Materials*, 307, 124328. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124328

Decelle, J., Huet, N., Bellenger, V. (2003). Oxidation induced shrinkage for thermally aged epoxy networks, *Polymer Degradation and Stability*, 81239-248. https://doi.org/10.1016/S0141-3910(03)00094-6

Lau, D., Büyüköztürk, O. (2010) Fracture characterization of concrete/epoxy interface affected by moisture, *Mechanics of Materials*, 42 1031-1042. https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2010.09.001

Luo, Q., Li, Y., Zhang, Z., Peng, X., Geng, G. (2022) Influence of substrate moisture on the interfacial bonding between calcium silicate hydrate and epoxy, *Construction and Building Materials*, 320, 126252. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126252

Michel, M., Ferrier, E. (2020). Effect of curing temperature conditions on glass transition temperature values of epoxy polymer used for wet lay-up applications, *Construction and Building Materials*, 231, 117206. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117206

Quelennec, B., Duan, Z., Delannoy, R., Gay, N., Briffaut, M., Tognetti, V., Delpouve, N., Delbreilh, L., Bredif, L., Duthoit, A., Richaud, E. (2023) Effect of physical and chemical ageing on barrier properties of epoxy coating, Construction and Building Materials, 409,133908, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133908

Wang, Z., Dai, J., Wang, M., Chen, L., Zhang, F., Xu, Q. (2021). Residual bond strengths of epoxy and cement-bonded CFRP reinforcements to concrete interfaces after elevated temperature exposure, *Fire Safety Journal*, 124, 103393. https://doi.org/10.1016/j.firesaf. 2021.103393.

Yu, K., Zhang, Z., Zou, Y., Jiang, J., Zeng, X., Tang, L. (2022) Interfacial shear performance of epoxy adhesive joints of prefabricated elements made of ultra-high-performance concrete. *Polymers*, 14, 1364. https://doi.org/10.3390/polym14071364

Zhou, A., Büyüköztürk, O., Lau, D. (2017) Debonding of concrete-epoxy interface under the coupled effect of moisture and sustained load, *Cement and Concrete Composites*, 80, 287-297. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.03.019

Vers une démarche de valorisation des fines de bétons recyclés dans des liants hydrauliques : Effets de leur procédé d'obtention sur leurs propriétés.

Nestelhut Quentin[1], Braymand Sandrine[2], Bouchenafa Othmane[1], Boukhelf Fouad[1], Florence Céline[1]

[1] *Institut de Recherche, ESTP, 28 avenue du Président Wilson, 94234 Cachan, France*

[2] *ICUBE, UMR 7357, Université de Strasbourg, CNRS, Illkirch, Cedex, France*

RESUME Dans cette étude, des fines de granulats de béton recyclé (GBR) ont été étudiées en vue d'une utilisation en tant que matériau de substitution au ciment. L'étude propose de comparer, pour un même matériau initial (GBR), d'une part des fines issues d'un simple tamisage, d'autre part des fines issues d'un broyage dit "conventionnel" (broyeur à boulet), et enfin des fines broyées à haute énergie conduisant à une activation thermomécanique. Une caractérisation physico-chimique des poudres obtenues a été effectuée dans un premier temps avant de les incorporer à des mortiers normalisés constitués des liants mixte ciment-fines avec un taux de remplacement de 50%. Les premiers résultats de cette étude ont montré l'intérêt d'étudier le profil granulométrique des FBR produites en fonction du traitement appliqué (en valeur non cumulées) et de corréler ce profil aux analyses physico chimiques, plus particulièrement à l'évolution de la quantité de portlandite, de CSH, d'ettringite et à la modification de la forme du polymorphe de $CaCO_3$. Il ressort cependant de l'étude une tendance à obtenir de meilleurs résultats pour les FBR traités par un broyage à haute énergie.

Mots-clefs : fines de bétons recyclés, substitution ciment, broyage haute énergie, économie circulaire

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

La production annuelle du béton dépasse les 6 Gm^3 à l'échelle mondiale et les 620 Mm^3 à l'échelle européenne (Miller et al., 2016). En France, la production de béton s'élève à plus de 21 M tonnes/an en 2019. Cette production substantielle qui contribue à l'industrie de la construction du pays, génère, pour la seule filière de la préfabrication, un chiffre d'affaires de 3.3 Mds € et plus de 19000 d'emplois directs selon la Fédération Française de l'Industrie du Béton (FIB, 2017).

Cependant, malgré ses qualités en termes de résistance mécanique, de durabilité et de prix, les émissions de gaz à effet de serre (GES) du béton restent fortement dépendantes de la production de clinker, qui compose le ciment en proportion variable. En effet, la production d'une tonne de clinker en France émet 880 $kgCO_2$éq (Rapport France Strategie, 2023), ce qui correspond à une

émission moyenne au niveau ciment de 614 $kgCO_2$ éq /tonne, ces émissions variant de 199 à 752 $kgCO_2$éq selon la composition du ciment (France Ciment, 2023) . Au niveau du béton, la valeur moyenne pour des ciments CEMII (ciments les plus couramment utilisés) est de 210 $kgCO_2$éq / m^3 de béton sans armatures (Ifpeb, 2020).

Dans une démarche d'économie circulaire, l'utilisation de déchets de démolition pour la production de béton, contribue à répondre aux besoins de la construction durable. Le projet national Recybeton 2012-2018 (de Larrard, 2019) dont les objectifs étaient d'apporter des connaissances scientifiques pour améliorer le recyclage du béton dans le béton a proposé des recommandations pour la formulation des nouveaux bétons contenant des granulats de bétons recyclés (GBR) et/ou des fines de bétons recyclés (FBR). Dans la continuité de ces recommandations, la nouvelle norme béton (NF EN 206+A2/CN, 2021), entrée en vigueur en novembre 2022 autorise désormais de remplacer, selon la classe d'exposition du béton, jusqu'à 30% et 60% de sable et de gravillon respectivement.

Par ailleurs, la valorisation des FBR a été étudiée dans le projet Interreg NWE (Nord West Europe) SeRaMCo (Secondary Raw Materials for Concrete Precast Products) (Krour et al., 2020) dont l'objectif était de démontrer qu'il était techniquement et économiquement possible de produire des bétons préfabriqués à partir de déchets de construction et de démolition recyclés. Dans ce projet, la valorisation des fines n'était envisagée qu'en tant qu'incorporation de 5 à 15 % dans le cru cimentier (Krour et al., 2020). Les synthèses de clinker en laboratoire sur ces matériaux recyclés conduisent à une calcination des crus et une composition du clinker légèrement affectées, probablement en raison de leur composition minéralogique (teneur en quartz et en feldspath). Le taux d'incorporation maximal se situe entre 10 et 20 %. Ces ciments ont ensuite été incorporés dans de nouveaux bétons ordinaires et à haute performance dans le cas d'applications à l'échelle industrielle (Krour et al., 2022). De légères différences dans les propriétés mécaniques et de durabilité lorsque des ciments recyclés sont utilisés ont été observées.

Le cas de l'utilisation des FBR comme constituant principal du ciment, c'est-à-dire en ajout au clinker avant broyage du mélange, a également été étudié, notamment dans le cadre du projet national Recybeton. Différentes proportions de fines ont été testées (entre 9 et 25%) et les résultats des essais sur pâte de ciment ont été comparés à ceux obtenus sur un ciment portland au calcaire normalisé (CEM II/A-LL). Il en ressort que les fines de béton recyclé ne se comportent pas tout à fait comme un filler inerte, qu'une certaine activité liante peut être mise en évidence à partir de 28 jours. L'utilisation de ces fines dans le mortier peut entraîner des résistances à la compression inférieures à celles du mortier de référence, mais la résistance peut s'améliorer avec le temps grâce à la réaction pouzzolanique (de Larrard, 2019).

Chung-Hao Wu et al. (Wu et al., 2023), s'est également intéressé à ce cas et a montré que le broyage des FBR nécessite moins d'énergie que celui du calcaire naturel en raison de la nature poreuse et de la faible résistance à l'adhérence de la pâte de ciment vieillie. Ceci est une contribution supplémentaire à la baisse de l'impact environnemental lié à la fabrication du ciment.

L'ensemble des travaux et projets réalisés sur ce sujet (utilisation de FBR en substitution du ciment ou en tant que constituant du ciment) a également conduit à la publication d'une nouvelle norme sur les ciments (NF EN 197-6, 2023) entrée en vigueur en juin 2023, qui couvre les ciments contenant des FBR. Le taux de substitution de clinker par les FBR varie entre 6-35% selon la famille et la classe de ciment.

En vue de diminuer davantage l'impact environnemental des bétons en augmentant la proportion de FBR dans les ciments, des travaux de recherche ont été menés sur différents types de prétraitements (notamment thermique, chimique, mécanique, ...) de ces ajouts.

Dans les travaux de Wang et al. (Wang et al., 2018), un liant recyclé a été produit par cuisson d'une pâte de ciment âgée de 2 ans à 4 températures différentes (120 °C, 450 °C, 750 °C et 1 150 °C), suivie d'un broyage. Les températures choisies sont les températures caractéristiques des phases minérales identifiées au cours d'une analyse ATG réalisées sur l'ancienne pâte de ciment. La résistance à la compression la plus élevée a été obtenue pour les fines traitées à 450 °C, elle est similaire à celle d'une pâte de ciment de référence. Cependant la maniabilité est fortement réduite.

De plus, afin de mieux comprendre la régénération de l'hydraulicité des FBR consécutive à ces traitements, Abidar et al. (Abidar et al., 2023), a étudié l'impact du traitement thermique sur une des phases du ciment, le C_3S (alite). Après hydratation et durcissement de cette phase pure, le produit formé a été broyé puis chauffé à différentes températures comprises entre 400 °C et 800 °C. Les analyses physico-chimiques réalisées montrent l'apparition de C_2S (belite) pour un traitement thermique supérieur ou égal à 600°C et cette phase devient majoritaire pour un traitement à 800°C. L'hydratation de ce liant regénéré conduit à la formation de Portlandite et de Calcite, ainsi que de nouveaux CSH, ce qui semble montrer la faisabilité de regénérer l'hydraulicité des FBR par traitement thermique.

Enfin, le procédé d'activation thermomécanique par broyage à haute énergie a également été testé pour améliorer les propriétés liantes des FBR. Grâce à une série de chocs mécaniques successifs dans les bols de broyage, ce procédé permet d'obtenir des matériaux sous forme de poudres de taille micrométrique, avec des cristallites de taille nanométrique, créant ainsi des structures spécifiques ayant des propriétés particulières (Bouchenafa et al., 2023; Zerzouri et al., 2022, Zerzouri et al., 2021). Ce procédé a ainsi été appliqué pour le pré-traitement des FBR (Bouchenafa et al., 2023, désigné mécanosynthèse par les auteurs). Une étude paramétrique a été menée afin d'optimiser le temps et la vitesse de rotation de l'activation mécanique. Les résultats d'essais mécaniques sur pâtes de liant (50%CEM I/50% FBR traitées) montrent une augmentation de la résistance par rapport aux mesures réalisées sur pâtes de liant (50%CEM I/50% FBR non traitées). L'ensemble des analyses réalisées sur les FBR traitées indique que l'amorphisation de la Portlandite et la formation de quartz et de calcite augmentent avec la vitesse de rotation et le temps de broyage.

Dans ce contexte de valorisation des FBR et d'une diminution de l'impact environnemental des ciments tout en contribuant à développer une filière d'économie circulaire pour les bétons, l'étude présentée ici (réalisée dans le cadre d'un projet de master) envisage leur utilisation en tant que matériau de substitution au ciment avec un taux de remplacement de 50%. Ce liant ciment + fines (CF) est utilisé in fine dans la mise en œuvre et la caractérisation de mortiers normalisés. L'étude propose de comparer, pour un même matériau initial (GBR), la substitution par (1) des fines issues d'un simple tamisage, (2) des fines issues d'un broyage dit "conventionnel" (broyeur à boulet), (3) des fines broyées à haute énergie conduisant à une activation thermomécanique. Dans ce travail l'appellation activation thermomécanique a été préférée à mécanosynthèse pour insister sur le procédé de traitement plutôt que le phénomène possible en découlant. L'étude porte sur la comparaison des propriétés physico-chimiques des fines et la caractérisation des mortiers normalisés constitués de ces liants CF.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux

1. Origine des fines

Les fines de granulats recyclées (FBR) de l'étude proviennent d'un prélèvement sur stock des granulats de bétons recyclés (GBR) utilisés lors du projet national FastCarb (FastCarb, 2023).
Ces GBR ont été produits en novembre 2019 à partir de bétons résiduels, provenant de retours de camions en centrales BPE de la région Lyonnaise. Deux fractions initiales de GBR ont été produites : des sables 0/4 mm et des gravillons 4/16 mm. Les GBR produits ont été stockés en big bag puis envoyés aux partenaires du projet FastCarb en avril 2021. Les sables 0/4 mm utilisés dans le cadre cette étude ont été conservés en extérieur sur le site du laboratoire ESTP dans les big bag jusqu'au prélèvement pour la production des fines.

2. Procédés d'obtention des fines

Après prélèvement sur stock, les sables de granulats recyclés 0/4 mm (SBR) ont été séchés en étuve à 60°C jusqu'à stabilisation de la masse (< 1‰ de variation massique sur 24h) puis conservés au sec en vue de la préparation des fines. Les SBR secs ont été tamisés pour obtenir les trois classes granulaires suivantes : 0/0,063 ; 0,063/1 ; 1/4 mm. Une tamiseuse automatique par vibration de laboratoire a été utilisée pour cette étape (EML Haver 315 digital plus). Un quartage suivant la norme dédiée (NF X 31-100, 2020) a été effectué pour chacune des trois classes granulaires avant de produire des fines afin de réaliser les essais de caractérisation des matériaux sur des matériaux homogénéisés. Les matériaux sont ensuite stockés au sec dans des sacs plastique, afin de limiter un maximum le processus de carbonatation naturelle, puis conservés en armoire dans une pièce à température régulée à 20±2°C.

Sur la base des trois classes granulaires sélectionnées plusieurs procédés d'obtention des fines ont été effectués :

- Prélèvement directement sur fraction tamisée (cas des 0/0,063 uniquement).
- Broyage dit "conventionnel" par broyeur à boulets (sauf sur 0/0,063).
- Broyage à haute énergie par un broyeur planétaire à billes. (Directement sur les classes granulaires sélectionnées ou après un premier broyage conventionnel)

Le broyage à boulets a été réalisé dans un broyeur à tambour Retsch TM 300 : env. 1700 g de matériaux ont été broyés dans un tambour de 10 litres à une vitesse de 80 RPM pendant 30 minutes, environ 285 boulets pour une masse totale de 20 kg.

Le broyage a haute énergie a été réalisé dans un broyeur Retsch PM400 (Fig. 1.) : 200 g de matériaux par jarre ont été broyés à une vitesse de 400 RPM pendant 15 minutes, avec 8 billes de 80g.

A la sortie des broyeurs à boulet (broyage "conventionnel) et planétaire (broyage "haute énergie"), un contrôle de la granulométrie est effectué, les éléments résiduels de granulométrie supérieure à 0,5 mm sont retirés (même pour les fines de fraction initiale 0/0,063, une agglomération se produit lors du broyage), les fines utilisées par la suite ont alors une granulométrie 0/0,5 mm. Ces procédés d'obtention des fines sont synthétisés Fig. 2.



FIGURE 1. **Broyeur planétaire à bille – 4 jarres**

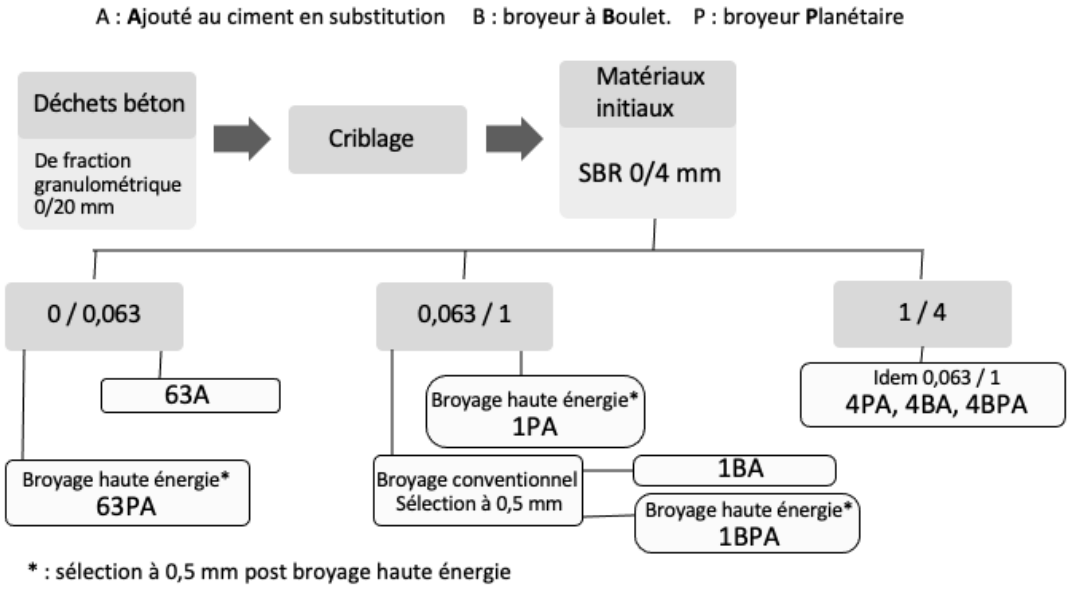


FIGURE 2 **Procédés d'obtention des fines**

3. Mise en œuvre des mortiers

Un mortier de référence composé de ciment CEM I 52.5 N et des mortiers composés d'un mélange de 50% de ciment et de 50% de fines pour chacune des fines élaborées précédemment ont été mis en œuvre selon la norme NF EN 196-1. Pour le mortier composé des fines 63A, il a été nécessaire d'ajouter un superplastifiant (dosage à 0,5%), afin de garantir une ouvrabilité satisfaisante.

B. Méthodes

La distribution des tailles de particules des FBR (analyse granulométrique) est déterminée par diffraction laser par voie humide en utilisant l'appareil LS 13 320 XR (Beckman Coulter). L'éthanol est utilisé comme solvant dispersant avec un rapport de poudre/solvant=1/20. L'essai a été répété sur 3 échantillons au minimum. Les courbes granulométriques présentées Fig. 5. sont une moyenne des courbes granulométriques obtenues sur chaque répétition, soit en distribution soit en valeur cumulée, l'écart type est également représenté.

La masse volumique absolue des FBR est déterminée par le pycnomètre à hélium en utilisant l'appareil Ultrapyc 5000 (Anton-Paar) avec un protocole normalisé (NF P15-435, 2021). Trois mesures successives sont moyennées dans les résultats présentés.

La composition chimique est déterminée par fluorescence des rayons X en utilisant un spectromètre de fluorescence X de type S2 Ranger (Bruker) ; il comprend un détecteur XFlash SDD (Silicon Drift Detector) et un émetteur de rayons X. Les échantillons analysés sont des pastilles réalisées par pressage à 0,6 MPa d'un mélange de 2 g de cire et 10 g de produit à analyser.

Une identification des phases minérales par diffraction aux rayons X (DRX) a été réalisée sur un diffractomètre aux rayons X de type D2 Phaser (Bruker) muni d'un tube de rayons X en cuivre Cu-Kα (λ=1.54 Å). Les échantillons ont été analysés dans une plage angulaire 2θ comprise entre 5 et 75° avec un pas de 0.02 toutes les 0.1 s. L'évaluation des résultats est basée sur les données de l'ICDD (International Centre for Diffraction Data) PDF4 (Powder Diffraction File) en s'outillant du logiciel DIFFRAC.EVA™.

Une analyse thermogravimétrique (ATG/DTG) a été réalisée à l'aide de l'instrument Mettler-Toledo TGA/SDTA 851 pour évaluer la teneur en eau liée physiquement et chimiquement, la teneur en portlandite et la teneur en calcite dans les différentes poudres testées. Une vitesse de chauffage de 10 °C/min entre 25 et 1000 °C a été utilisée, et entre 30-35 mg d'échantillon sont placés dans un creuset en alumine. La régulation du gaz de purge de l'échantillon est basée sur un flux d'azote de 40 ml/min pour éviter la contamination de l'environnement de l'échantillon et de 70 ml/min dans la chambre du four. Les analyse ATG ont été réalisées sur tous les échantillons dans un deuxième temps (quelques mois après les analyses précédentes). Les échantillons avaient été conservés au sec dans des sacs plastiques de façon à limiter une carbonatation naturelle.

Les résistances mécaniques des mortiers mis en œuvre sont déterminées par la réalisation d'essais normalisés en traction par flexion 3 points puis en compression sur éprouvettes prismatiques 4*4*16 cm aux échéances de 1, 7 et 28 jours (NF EN 196-1, 2016).

III. RESULTATS & DISCUSSION

A. Caractérisation des FBR

Les résultats des essais de mesure de la masse volumique réelle au pycnomètre sont présentés Fig.3. La masse volumique réelle des éléments fins issus respectivement des classes granulaires 0/0,063, 0,063/1 et 1/4 mm croit avec l'augmentation de ces classes granulaires indiquant une proportion plus importante de matière issus des granulats parents et moindre de pâte de ciment. En effet la pâte de ciment a une masse volumique plus basse (souvent autour de 2,3 g/cm^3) que celle des granulats naturels (souvent autour de 2,7 g/cm^3). Le broyage augmente systématiquement la masse volumique des fines, et ce quel que soit le type de broyage, ce qui semble indiquer une réduction de la porosité de la pâte. Le broyage haute énergie conduit à une augmentation plus marquée de la masse volumique.

Que les matériaux aient été soumis ou non à un broyage conventionnel avant le broyage haute énergie, la valeur de masse volumique obtenue peut être considérée comme identique (au regard de l'écart type des résultats) pour les classes granulaires initiales 1/4 mm et 0,063/1 mm (cas des

1/4PA, 1/4 BPA, 0,063/1 PA et 0,063/1 BPA). L'échantillon 0/0,063 PA présente une masse volumique post broyage haute énergie plus faible que les échantillons 1/4 mm et 0,063/1 mm (PA) en raison de sa valeur initiale plus basse (0/0,063 A).

Les résultats semblent tendre vers un seuil pour la valeur de masse volumique absolue. Il est à noter que les résultats présentent un écart type faible car les essais étaient répétés et non reproduits (un seul prélèvement et 3 essais sur ce prélèvement).

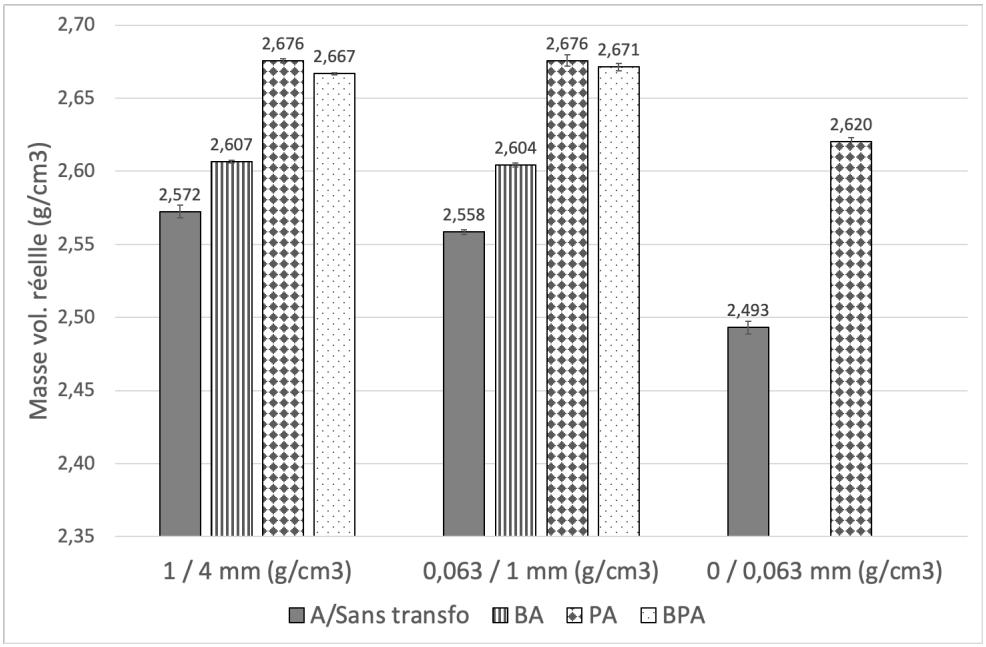


FIGURE 3 **Masse volumique réelle des FBR**

L'analyse de la distribution granulométrique est présentée Fig.5. pour tous les échantillons par type de traitement (indiqué comptage sur la Fig.5.). Elle est présentée Fig.4. en valeur cumulée (en %) pour tous les traitements pour les échantillons 0,063/1 mm. Il ressort de ces analyses que le traitement par broyage haute énergie (échantillons PA, Fig. 5b. et BPA, Fig. 5c.) conduit, pour les particules de taille inférieure à 10 µm, à un profil de distribution granulométrique différent de celui obtenu après un traitement par broyage "conventionnel" seul (BA, Fig. 5a.) et ce quelle que soit la classe granulométrique d'origine des FBR (0/0,063 ; 0,063/1 ; 1/4 mm). Ce profil se retrouve sur les échantillons traités directement par broyage haute énergie (PA) ou ayant préalablement subi un broyage "conventionnel" (BPA). Pour les particules de taille supérieure à 30 µm, ce sont les échantillons ayant été traités par broyage haute énergie seul sans broyage "conventionnel" préalable (PA, Fig. 5b) qui présentent un profil de distribution différent. Par ailleurs, l'analyse de la distribution granulométrique des 0,063/1 mm sans traitement (non présentée sur la Fig. 5), montre un profil proche des échantillons ayant subi uniquement un broyage "conventionnel" (BA) pour les particules de taille inférieure à 10 µm et un profil proche des échantillons ayant subi un broyage "conventionnel" suivi ou non d'un broyage haute énergie (BA et BPA). Les écarts types ne sont pas négligeables pour l'ensemble des échantillons analysés (voir Fig. 5.), cependant les observations

faites ci-dessus se retrouvent systématiquement sur tous les résultats individuels et ne sont pas dus à un effet de lissage conséquentiel à la moyenne.

L'analyse de la distribution granulométrique cumulée (Fig.4.) conduit à être plus réservé en ce qui concerne une corrélation entre la finesse des FBR traitées et le traitement, et ce en raison de cet écart type non négligeable. Il ressort malgré tout et de façon évidente que le broyage quel qu'il soit conduit à augmenter la finesse des FBR par rapport à un simple tamisage (cf Fig. 4.). Par ailleurs, le broyage conventionnel conduit, quelle que soit la classe granulaire initiale (0/0,063, 0,063/1 ou 1/4 mm), à une finesse moindre que le traitement par broyage haute énergie tel que représenté Fig. 5a à titre d'exemple.

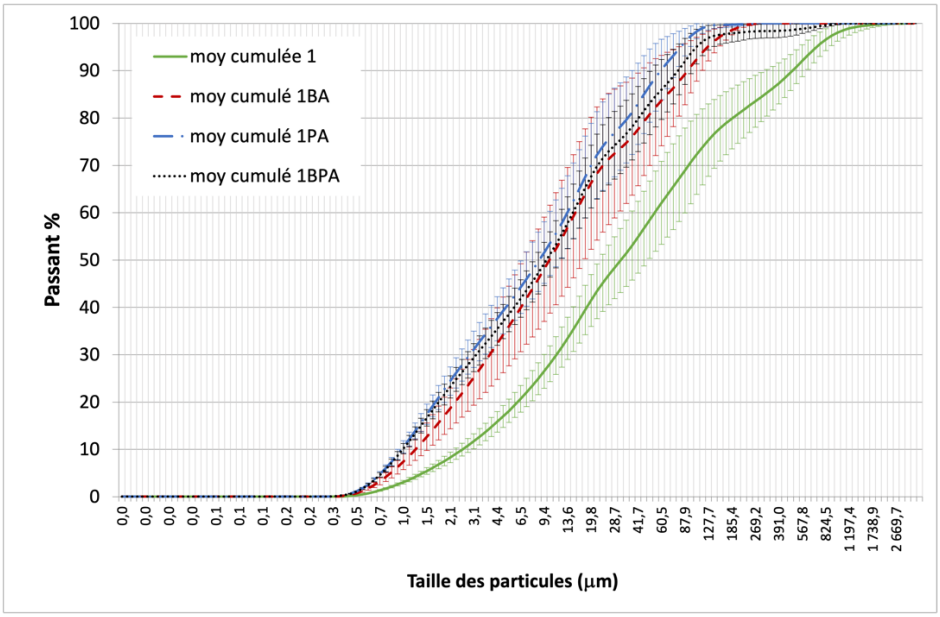


FIGURE 4 **Analyse granulométrique cumulée des FBR**

L'analyse FRX a mis en évidence une augmentation des silicates pour la classe granulaire 1/4 mm, accompagnée d'une diminution de la chaux par rapport aux deux autres classes, comme montré dans le Tableau 1. De plus, aucune différence significative n'a été observée entre les trois classes granulaires en termes d'alumine (Al_2O_3), d'oxyde de fer (Fe_2O_3), d'oxyde de magnésium (MgO) et du trioxyde de soufre (SO_3). Ces résultats pourraient s'expliquer par la présence plus élevée de granulats parents (sable) de nature silico calcaire, mais sans connaissance de leur origine, cette hypothèse ne peut être confirmée. Des résultats sur les gravillons recyclés 4/10 de même source ont par ailleurs montré que les gravillons parents étaient majoritairement calcaires (résultats Fastcarb).

TABLEAU 1. **Composition chimique des fines recyclés.**

Classe granulaire	SiO_2	CaO	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	SO_3	K_2O	Autres
1/4 mm	34%	52%	5%	3%	2%	2%	1%	<1%
0,063/1 mm	28%	55%	5%	4%	2%	3%	1%	<1%
0/0,063 mm	27%	56%	6%	4%	2%	3%	1%	<1%

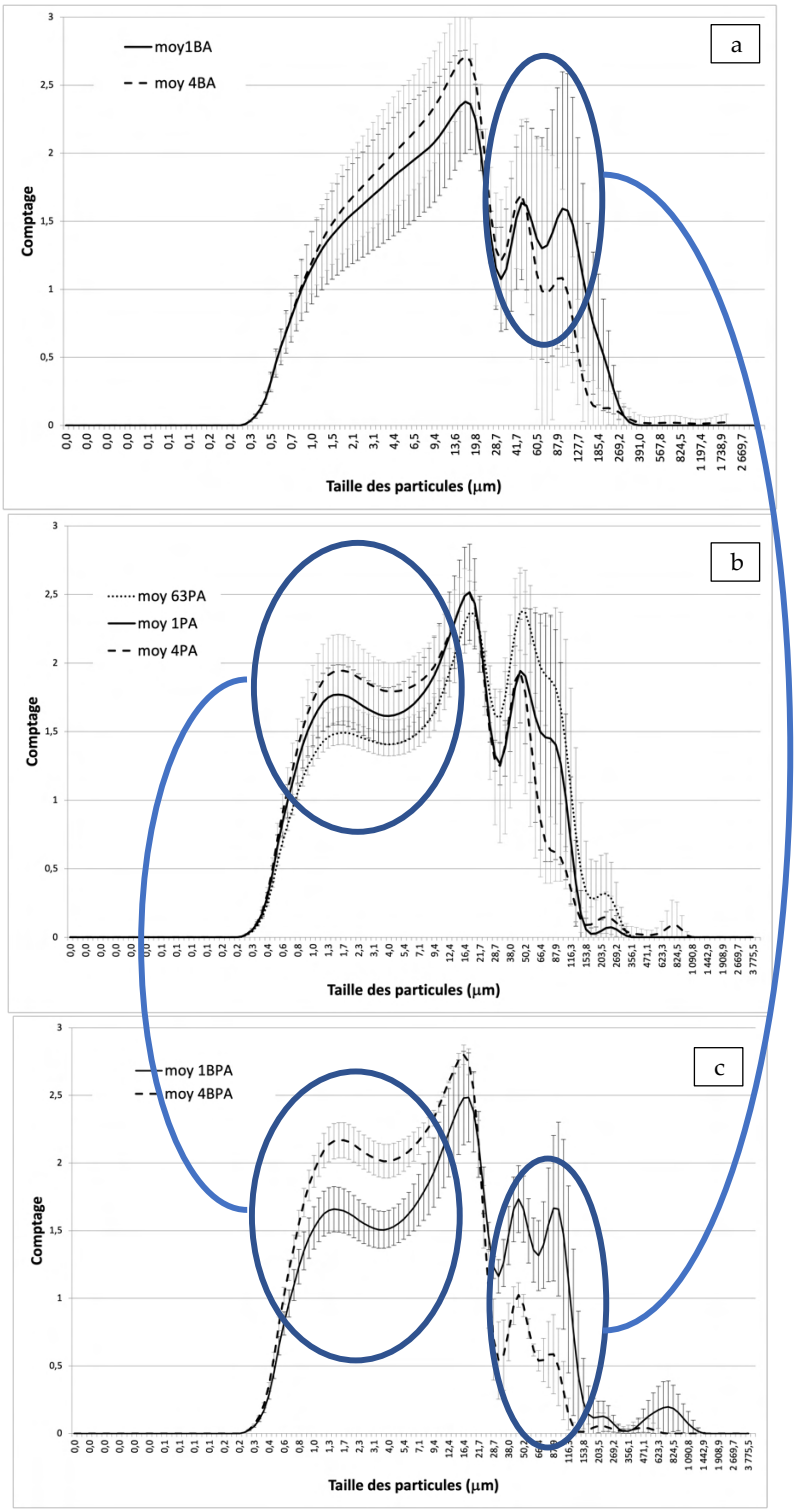


FIGURE 5 **Distribution granulométrique des FBR**

Les résultats obtenus par diffraction des rayons X (DRX) présentés Fig.6. révèlent la présence d'ettringite, de gypse, de quartz, de portlandite, de calcite et de microcline. Sans faire une analyse quantitative sur ces résultats, on observe cependant une présence des pics de quartz de plus grande amplitude et de portlandite de moindre amplitude pour la fraction 1/4 mm que les autres fractions (0,063/1 et 0/0,063).

Suite aux traitements mécaniques des fines (BA, BPA et PA), des modifications dans la microstructure cristalline sont observées en comparaison avec les fines non traitées. Dans le cas des fines 0,063/1, une augmentation des pics de quartz et dans une moindre mesure de calcite est observée. Cette tendance se retrouve sur les autres fractions granulaires, moins marquées en ce qui concerne le quartz pour la fraction 0/0.063. On observe également dans le cas des traitements thermomécaniques (BPA et PA) et pour toutes les fractions granulaires, une disparition des pics de portlandite et d'ettringite.

Les résultats d'ATG (courbes non présentées dans ce papier) identifient un pic de $CaCO_3$ (entre 750°C et 890°C) pour tous les échantillons. Un décalage de ce pic vers des températures plus élevées pour l'échantillon de classe initiale 1/4 mm sans traitement et une augmentation de son amplitude pour les échantillons sans traitement de classe initiales 0/0,063 et 1/4 mm sont observés, ceci peut être attribué d'une part à une proportion plus importante de granulat calcaire parent dans les 1/4 mm, ces échantillons n'ayant pas été tamisés à 500 µm comme les autres échantillons sélectionnés et d'autre part à une carbonatation des fines 0/0,063 mm au cours du temps.

Pour les échantillons 0/0,063 mm et 0,063/1 mm, on observe, suite aux traitements de broyage, une réduction (cas des 0/0,063 mm) voire une disparition (cas des 0,063/1 mm) des phases cristallines de la portlandite (aux alentours de 450 °C) et de la partie amorphe des hydrates CSH (entre 105-250 °C) et ce pour les 2 types de broyage, l'effet étant plus marqué pour les traitements à haute énergie. A noter que la portlandite est initialement moins présente dans les 0,063/1 mm. L'ettringite initialement présente dans ces 2 classes granulaires disparait après traitement quel qu'il soit. On observe également pour ces 2 échantillons (0/0,063 mm et 0,063/1 mm) l'apparition d'un pic dans le cas des échantillons traités par broyage à haute énergie seuls autours de 730 °C. Cette observation (double pic) n'est pas visible dans la classe 1/4 mm qui contient une moindre proportion de pâte de ciment, cependant, pour cette classe granulaire, le pic attribué à la calcite est décalé vers des température plus basses proche de 750°C après traitement par broyage haute énergie (avec ou sans broyage conventionnel préalable). Cette observation de double pic ne se retrouve pas non plus dans les échantillons ayant subi les 2 broyages.

La comparaison (entre les échantillons traités) sur la position et l'amplitude des pics de la calcite ne peut être plus approfondie à ce niveau en raison du tamisage à 500µm réalisé pour sélectionner les fines (voir matériaux et méthodes). Ce tamisage a été effectué puisque à la sortie des broyeurs, il avait été constaté la présence d'éléments résiduels de granulométrie supérieure à 500 µm et ce quels que soient la classe granulaire initiale et le mode de broyage. Ceci est observé même lorsque le SBR initial est de fraction inférieure à 0,063 mm. Des essais complémentaires seraient nécessaires pour effectuer une analyse quantitative.

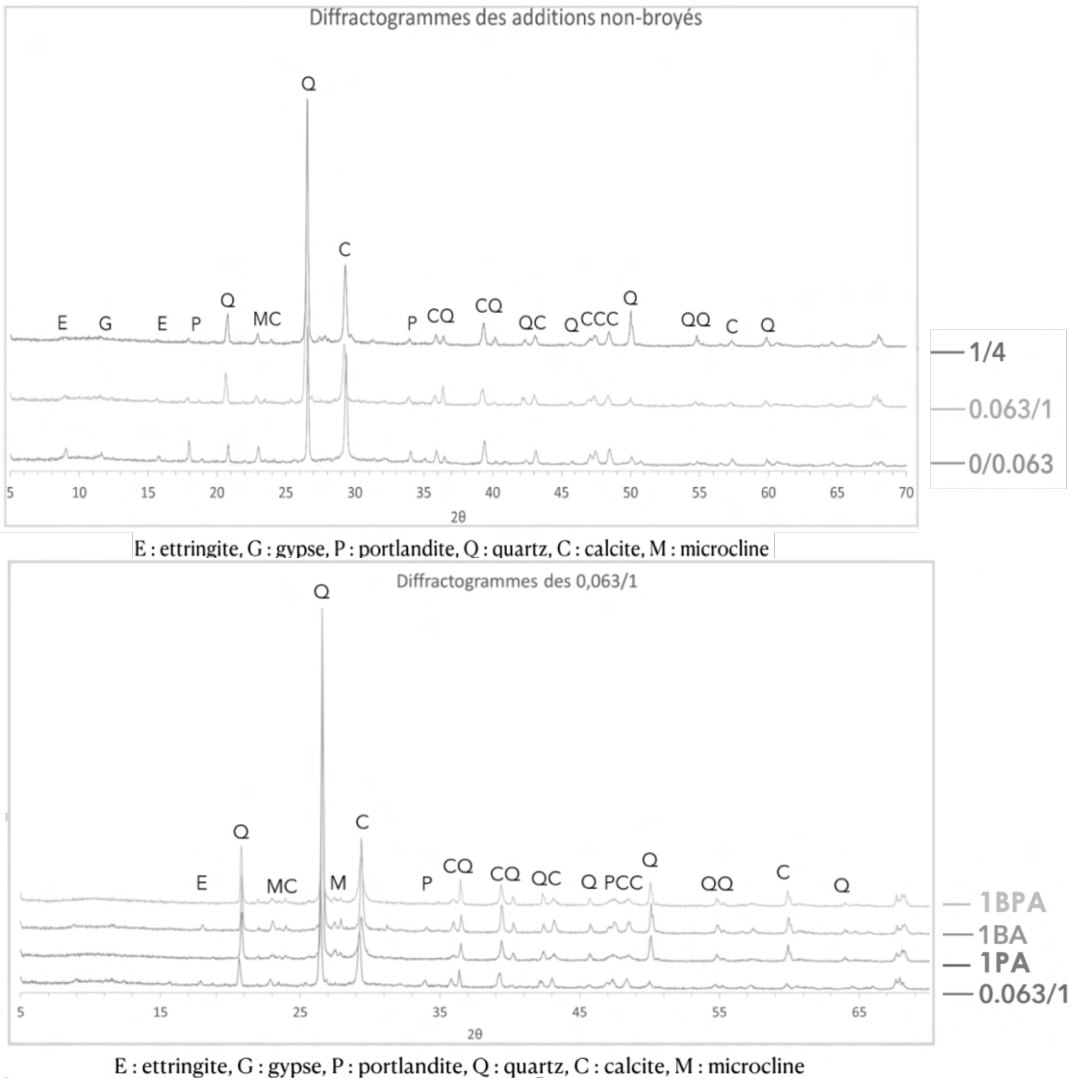


FIGURE 6 **DRX des FBR**

B. Caractérisation des mortiers

Les résultats des essais mécaniques sur mortier montrent globalement une réduction de la résistance en compression par rapport aux éprouvettes avec CEM I sans substitution (cf Fig.7). Cette réduction est comprise entre 49 et 55% à une échéance de 28 jours pour les fractions 0.063/1 et 1/4 quel que soit le type de traitement mécanique appliqué (broyage simple, broyage à haute énergie ou les deux). Pour la fraction 0/0.063, on retrouve ce même ordre de grandeur de réduction pour les fines traitées avec un broyage à haute énergie. En revanche la résistance obtenue pour les mortiers avec fines non traitées 0,063/1 chute de 89%.

Les valeurs de résistance à 28 jours pour les différents types de traitement sont très proches les unes des autres, avec une tendance à confirmer d'une moindre résistance pour les mortiers avec fines broyées simplement. En effet les valeurs sont pour la classe granulaire initiale 0,063/1 mm de 22,9 MPa ; 21,1 MPa et 22, 2 MPa pour les échantillons 1PA, 1BA et 1BPA respectivement et pour la classe granulaire 1/4 mm de 23,3 MPa, 21,1 MPa et 24 MPa pour les échantillons 4PA, 4BA et 4BPA respectivement.

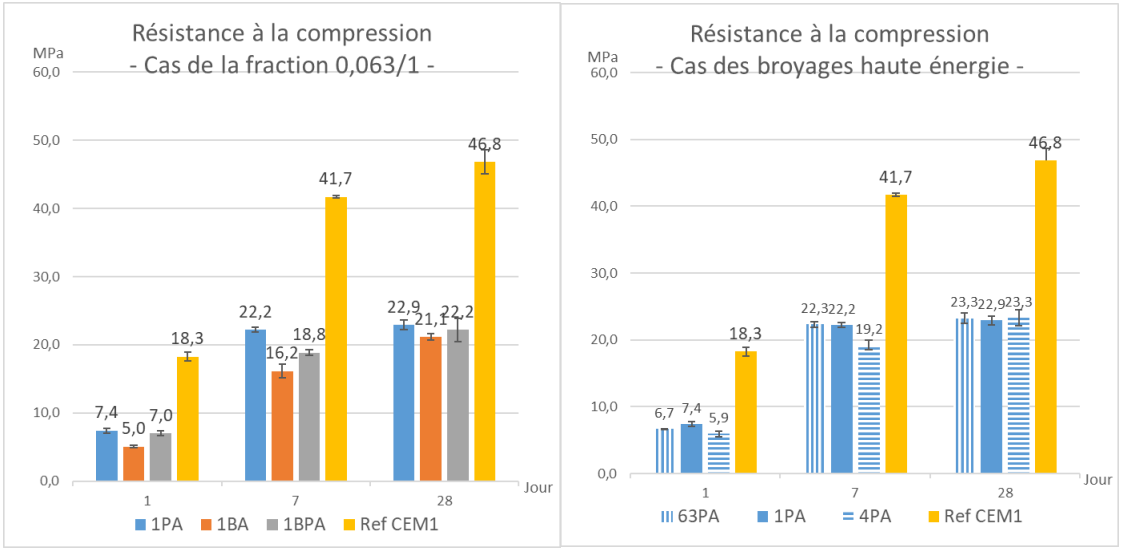


FIGURE 7 **Résistance à la compression des mortiers avec et sans substitution de fines de GBR**

C. Discussion

Les analyses menées sur la distribution granulométrique conduisent à supposer premièrement que le broyage haute énergie conditionne une distribution spécifique des particules inférieures à 10 µm (que les échantillons soient soumis ou non un broyage "conventionnel" préalable). Deuxièmement le broyage "conventionnel" ou le simple concassage, conditionnent celle des particules supérieures à 30 µm (que les échantillons soient soumis ou non un broyage haute énergie par la suite). La modification de la distribution granulométrique pour les particules inférieures à 10 µm concorde avec les observations faites sur l'évolution des masses volumiques en ce qui concerne les valeurs similaires pour les échantillons soumis au broyage haute énergie qu'ils aient été broyés de façon "conventionnelle" au préalable ou non (effet de seuil dans les valeurs). On peut supposer à ce niveau une limite dans la réduction de la porosité de la pâte de ciment.

Ces résultats sur les propriétés physiques des FBR sont à rapprocher des analyses minéralogiques effectuées par DRX et ATG : disparition ou diminution de la portlandite, des CSH et de l'ettringite quel que soit le broyage pour les fractions granulaires qui contenaient initialement ces phases (0/0,063 et 0,063/1) et apparition d'un deuxième pic à 730°C de $CaCO_3$. Les modifications de quantité voire de présence de portlandite, CSH et ettringite identifiées par DRX et ATG semblent indiquer que le broyage génère une déconstruction des phases cristallines de la portlandite et de l'ettringite et de la partie amorphe des hydrates de CSH, induisant ainsi une augmentation de la proportion relative des phases cristallines de quartz. L'amorphisation de la portlandite n'a pas été identifiée dans cette étude. Ces résultats seront à approfondir pour confirmer si l'impact de l'activation thermomécanique sur la composition minéralogique est significatif par rapport au traitement par broyage "conventionnel" et pour quelles phases. Les modifications des pics sur la plage d'identification de $CaCO_3$ peuvent correspondre à une modification des polymorphes de $CaCO_3$ suite au traitement à haute énergie seul : calcite, vatérite ou aragonite (modification non confirmée par DRX ici). Cette modification s'accompagne d'un profil différent de distribution granulométrique pour les particules supérieures à 30 µm.

Il faut cependant rester prudent sur l'interprétation de l'évolution de la température ou des températures de décomposition de la calcite car, d'une part le broyage conduit à des tailles de particules différentes ce qui peut générer un biais pour la décomposition thermique (la valeur en température du pic dépend de la taille de la particule), et d'autre part une sélection à 0,5 mm des grains a été faite après le traitement de broyage ce qui peut également générer un biais dans l'analyse (même si la partie résiduelle supérieure à 0,5 mm était très faible).

À ce stade de l'étude, il est difficile de corréler ces résultats aux observations faites sur les modifications de propriétés physico-chimiques des FBR consécutives aux traitements. Les formulations de mortier ont dans cette étude et en première approche été réalisées en E/C constant, sans tenir compte de la différence de masse volumique entre le ciment et les FBR, ni entre les FBR. On note cependant que les tendances observées sur les résistances mécaniques supérieures correspondent aux échantillons pour lesquels la masse volumique est supérieure (PA et BPA).

IV. CONCLUSION

L'étude présentée ici est une première exploration de l'influence du procédé de broyage des FBR sur leurs propriétés physico-chimiques et leur réactivité lorsqu'elles sont substituées au ciment. Dans le but d'identifier l'efficacité des traitements de broyage notamment de l'activation thermomécanique, cette étude a montré l'intérêt d'étudier le profil granulométrique des FBR produites (en valeur non cumulées) et de corréler ce profil aux analyses physico chimiques, plus particulièrement à l'évolution de la quantité de portlandite, de CSH, d'ettringite et à la modification de la forme du polymorphe de $CaCO_3$ (aragonite, vatérite ou calcite).

Ces essais et leurs corrélations devront être approfondis par la suite en respectant une même temporalité des essais. En effet, dans le cas de cette étude, les essais d'ATG ont été menés plusieurs mois après les autres essais et malgré des conditions de conservation au sec, une légère carbonatation ou hydratation des particules les plus fines ne peut être totalement exclue.

L'influence des propriétés physiques des FBR sur leur réactivité et donc leur potentialité à se substituer au ciment devront être complétées par la détermination des propriétés à l'état frais et de la demande en eau des éléments fins. Une formulation à consistance constante (dépendant de la demande en eau des fines) serait à envisager. Il ressort cependant de l'étude une tendance à obtenir de meilleurs résultats pour les FBR traitées par activation thermomécanique.

V. REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le laboratoire IJL de l'Université de Lorraine dans lequel les essais de broyage conventionnel ont été réalisés, en particulier le Dr Sébastien Roux.

REFERENCES

Abidar, A., Bouchenafa, O., Hamzaoui, R., Mansoutre, S., Paris, M., Barnes-Davin, L., Capra, C., Classen, B., Florence, C., 2023. Investigating the mechanisms of hydraulicity regeneration in pure C3S paste. Constr Build Mater 409, 134132. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134132

Bouchenafa, O., Hamzaoui, R., Florence, C., Regnaud, L., 2023. Valorisation of fines recycled concrete obtained by mechanosynthesis for construction materials production. Materials Today Proceedings. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.05.585

de Larrard F., Colina H., 2019. Concrete Recycling: Research and Practice. 1st ed. Taylor & Francis Group. ISBN 9781138724723.

FastCarb, 2023. Projet national FastCarb. [WWW Document]. https://fastcarb.fr/ (accessed on 10 February 2024).

FIB, 2017. Les chiffres clés de la FIB - Industrie du béton . [WWW Document]. https://www.fib.org/industrie-du-beton-chiffres-cles/ (accessed on 10 February 2024).

France Ciment, 2023. Les ciments « bas carbone ». [WWW Document]. https://www.france-ciment.fr/enjeux/ciments-bas-carbone/] (accessed on 10 February 2024).

France Stratégie, 2023. "Les coûts d'abattement - Partie 6 - Ciment".[WWW Document]. https://www.strategie.gouv.fr/sites/strategie.gouv.fr/files/atoms/files/fs-2023-rapport-couts-abattement-ciment-mai_0.pdf (accessed on 10 February 2024).

Ifpeb, 2020. Brief Filière Béton - Les messages clés, le Hub des prescripteurs bas carbone. [WWW Document]. https://www.ifpeb.fr/wp-content/uploads/2020/12/IFPEB-Carbone4_Messages-cles_Brief-Filiere-Beton_20201208.pdf (accessed on 10 February 2024).

Krour, H., Tazi, N., Trauchessec, R., Ben Fraj, A., Lecomte, A., Idir, R., Barnes-Davin, L., Bolze, B., Delhay, A., 2022. Industrial-scale valorization of fine recycled aggregates in cement raw meal: Towards sustainable mixtures. J Clean Prod 362, 132231. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.132231

Krour, H., Trauchessec, R., Lecomte, A., Diliberto, C., Barnes-Davin, L., Bolze, B., Delhay, A., 2020. Incorporation rate of recycled aggregates in cement raw meals. Constr Build Mater 248, 118217. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118217

Miller, S.A., Horvath, A., Monteiro, P.J.M., 2016. Readily implementable techniques can cut annual CO 2 emissions from the production of concrete by over 20%. Environmental Research Letters 11, 074029

NF EN 196-1, 2016. Méthodes d'essais des ciments - Partie 1 : détermination des résistances.

NF EN 197-6, 2023. Ciment - Partie 6 : ciment à base de matériaux de construction recyclés.

NF EN 206+A2/CN, 2021. Béton - Spécification, performances, production et conformité.

NF P15-435, 2021. Méthodes d'essais des ciments - Détermination de la masse volumique, Méthodes d'essais des ciments - Détermination de la masse volumique.

NF X 31-100, 2020. Qualité des sols - Échantillonnage - Méthode de prélèvement d'échantillons de sol pour analyses physico-chimiques en vue d'une interprétation agronomique.

Wang, J., Mu, M., Liu, Y., 2018. Recycled cement. Constr Build Mater 190, 1124–1132. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.09.181

Wu, C.-H., Wang, W.-C., Jung, C.H., 2023. Potential pozzolanic reactivity of recycled aggregates and waste powders as cement mortar component. Journal of the Chinese Institute of Engineers 46, 399–408. https://doi.org/10.1080/02533839.2023.2194920

Zerzouri, M., Bouchenafa, O., Hamzaoui, R., Ziyani, L., Alehyen, S., 2021. Physico-chemical and mechanical properties of fly ash based-geopolymer pastes produced from pre-geopolymer powders obtained by mechanosynthesis. Constr Build Mater 288, 123135. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123135

Zerzouri, M., Hamzaoui, R., Ziyani, L., Alehyen, S., 2022. Influence of slag based pre-geopolymer powders obtained by mechanosynthesis on structure, microstructure and mechanical performance of geopolymer pastes. Constr Build Mater 361, 129637. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129637

Experimental and numerical investigations of RC corbels strengthened by CFRP under cyclic loading.

Hiba Zaioune[1, *], Ivelina Ivanova[2], Cheikhna Diagana [2], Samy Mezhoud[1], Jules Assih [2]

[1] *University of Constantine 1, Laboratoire (LMDC), Civil Engineering Departement, Constantine, Algeria, mail: hiba.zaioune@umc.edu.dz*

[2] *Université de Reims Champagne-Ardenne, ITHEMM EA 7548, Reims, France, mail: ivelina.ivanova@univ-reims.fr*

ABSTRACT

Reinforced concrete (RC) corbels have a significant function in distributing loads and guaranteeing structural stability. The durability and resilience of RC corbels are crucial due to various environmental phenomena, including corrosion, seismic occurrences, and cyclic loads. The use of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) to strengthen corbels has garnered significant interest as an effective way to improve the structural performance of these elements. Even though, the literature has discussed the efficacy of CFRP, there is a knowledge deficit on the behavior of RC corbels strengthened with CFRP under cyclic loading. The study involves both experimental and numerical analysis. The accuracy of the FE model was confirmed by the comparison with the experimental data. After validation, a parametric study was conducted on the finite elements (FE) model to examine the impact of various configurations of CFRP (C1: vertical CFRP strips, C2: inclined configuration, C3: wrapped configuration). The results demonstrated a significant agreement between the experimental findings and the numerical simulation for the load-strain response and crack patterns. Utilizing CFRP in reinforced concrete corbels significantly enhances their load-bearing capacity (configurations C2 and C3, give an increase of 44%) and stiffness while reducing deformation.

Key words

Reinforced concrete corbels, CFRP, cyclic loading, numerical simulation, dynamic analysis.

Mode of presentation: Oral

I. INTRODUCTION

Increased use of precast reinforced concrete components in building and bridge construction has been seen in recent decades. Corbel connections are the most typical of the many possible forms of connections between precast beams and columns(ARAÚJO *et al.*, 2017).

A corbel is a small cantilever that projects from a wall or column and is often used to support another component, such a dapped-end beam. Typically, the features that may define the corbels are the complicated flow of internal stresses and a shear span-to-depth ratio lower than one(El-Maaddawy and Sherif, 2014; ACI Committee 318, 2019). Several factors, including the loading type, the ratio of shear span to effective depth, the concrete strength, the reinforcing type, quantity, and orientation, and the geometry of the corbel, determine how reinforced concrete corbels behave. These different characteristics of the corbels result to collapse in various manners (Ozden and Atalay, 2011). Corbel damage can stem from various factors, such as excessive loads, fractures due to severe vibrations, structural fatigue, construction or design errors or code

modifications. The presence of high deflection or structural instability may also be attributed to steel corrosion. Symptoms of this condition often include a reduction in corbel shear strength and brittle failure, leading to noticeable issues like excessive deflections or cracking (Assih *et al.*, 2015; Zaioune and Mezhoud, 2023). Strengthening is a technique used to compensate the loss of stiffness and the risk of cracking. The use of this approach significantly enhances the efficiency and sustainability of the building due to its advantageous characteristics, such as being lightweight, having a high tensile capacity, being easy to install, being resistant to corrosion, and having a long lifespan. Therefore, many more experimental and computational investigations have examined the potential effects of CFRP strips on the performance of reinforced concrete corbels under monotonic loading. The use of CFRP as an external reinforcement was found to exhibit a gradual and regulated response, demonstrating the efficacy of this reinforcing technique in enhancing the corbel's performance, longevity, and resistance to shear forces while preserving its structural integrity (El-Maaddawy and Sherif, 2014; Ivanova *et al.*, 2015; Sayhood, Hassan and Gh.Yassin, 2016; Al-Kamaki, Hassan and Alsofi, 2018; Abu-Obaida, El-Maaddawy and El-Ariss, 2020; Zaioune and Mezhoud, 2023). The aim of this study is to further our knowledge of the nonlinear structural response of RC corbels reinforced with CFRP under monotone and cyclic loads by conducting specific investigations. The experimental program involves subjecting reinforced concrete corbels strengthened with inclined CFRP strips to cyclic loading, beginning with a 20KN loading and continuing to unload until the failure load is reached. Subsequently, a numerical simulation was performed to examine the behavior of the RC corbel under cyclic loading with different configurations of CFRP. After validating the suggested FE model with experimental data in terms of strain vs. load, a parametric investigation was conducted. The findings are shown using load-strain, load-defection, and modes of failure curves.

II. EXPERIMENTAL PROGRAM

A. Test Specimen

The experimental program was carried out in University of Reims Champagne Ardenne (URCA). RC double-corbel specimens were developed, produced, and tested at the "Halle techologique" of ITheMM laboratory of Reims, France, to assess the structural performance of corbels under cyclic stress. The experimental model is already the subject of reference for the work of Ivanova (2013) on the mechanical behavior of short reinforced concrete corbels strengthened with CFRP. The cross section of the supporting column was 150 mm by 300 mm, and its length was 1000 mm. The depth of the corbel test specimens was 200 mm at the end and 360 mm at the face of the column. The dimensions of the corbel were 150 mm in width and 250 mm in length. The column was reinforced with four deformed bars of 14 mm diameter and supported with 11 stirrups of 6 mm diameter and a spacing of 125 mm. The corbel part was reinforced with two deformed longitudinal bars of 10 mm diameter, as the main reinforcement is located at the bottom with an effective cover of 25 mm. The horizontal closed stirrup has a diameter 6mm of steel bars.

B. Materials properties

Concrete, steel and CFRP characteristics are shown in tables 1, 2, and 3:

C. Test procedure

The hydraulic universal testing machine, of ITheMM laboratory (Fig. 1a), in maximum capacity loading of 1000 kN, was used to test the corbel specimen (Fig. 1b). The average loading speed

value was 0.02 kN/s. As shown in Fig. 1c, the strain was measured at the main tie rod of the corbel using strain gauge G1.

TABLE 1. Material properties for concrete damaged plasticity model (CDP model)

Concrete class B30			
Elasticity parameters		**Plasticity parameters**	
Young's modulus (GPa)	31,22	Dilation angle	31
		Eccentricity	0,1
Poisson's ratio	0,2	fb0/fc0	1,16
		K	0,66
		Viscosity parameter	0

TABLE 2. Material properties for steel

Mass density(kg/m³)	Young's modulus (GPa)	Poisson's ratio	Yield Stress (MPa)
7850	210	0.3	520

TABLE 3. Material properties of CFRP and Adhesive

Material	Design thickness (mm)	Young's modulus (GPa)	Ultimate Elongation %	Tensile strength (MPa)
CFRP	0.129	220	1.7	3200
Adhesive	-	4.1	-	



a) **b)** **c)**

FIGURE 1. a) Test setup of reinforced corbel b) Configuration of CFRP c) Location of strain gauge on steel bars (main reinforcement)

All corbel specimens were tested under three-point bending loading, with the vertical force, applied to each specimen at the top of the column (Fig. 1a). The shear span-to-effective depth ratio, a/d = 0.45, determined the support's location relative to the column faces. The tested specimen was reinforced by applying two inclined layers of CFRP (Fig. 1b).

D. Loading sequence

The tested specimen followed a loading-unloading cycle. The cycle initiated with a 20 kN load and progressed until reaching the failure load of 385 kN. Fig. 2 shows the testing loading protocol.

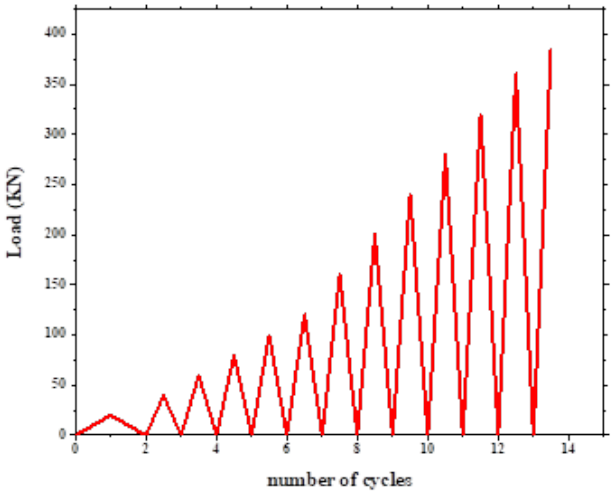


FIGURE 2. Loading protocol

III. NUMERICAL SIMULATION

The aim of this part was to assess the efficiency of ABAQUS CAE 2018 in accurately predicting the static and dynamic responses of the tested corbel specimens. That software program is highly reliable and is based on the finite element method to analyze the responses of structures and solids.

A. Concrete Constitutive Model

The concrete damaged plasticity (CDP) model is a constitutive model employed in finite element analysis to simulate the response of concrete under different loading conditions, including both static and dynamic loading. The assumption is made that the main causes of failure are tensile cracking and compressive crushing. The CDPM utilizes the equations developed by (Lubliner *et al.*, 1989), incorporating the adjustments suggested by (Lee and Fenves, 1998).This model integrates principles from plasticity theory and damage mechanics, making it highly efficient in capturing the complete inelastic response of concrete under both tension and compression, including various damage characteristics. The nonlinear behavior of concrete was represented by the damage plasticity input parameters, which included inelastic strain, cracking strain, compression damage, tension damage, and other parameters that are indicated in Table 1. Whereas these parameters collectively define the behavior of concrete in the CDP model within Abaqus, allowing for accurate simulation of its nonlinear response under various loading conditions, and were calculated using a simplified concrete damage plasticity model based on the equations proposed by(Hafezolghorani *et al.*, 2017).

B. Modelling

The concrete part was simulated using a C3D8R continuum (solid) element, which is an 8-node linear brick with reduced integration and hourglass control. The steel reinforcement in concrete was simulated using two nodes. The steel bars reinforcement was modeled using a truss element

T3D2, which consists of two end nodes. Each node has three translation degrees of freedom. The Carbon fiber reinforced polymer (CFRP) was modeled using the S4R shell element, which consists of four nodes and six degrees of freedom in each node. Every node has three degrees of freedom for both translation and rotation. The interaction between concrete and steel is modelled using embedded constraint option. This interaction restricts the translational degree of freedom of the nodes of the embedded components for the response of the host elements (C3D8R, hexagonal eight-node brick elements). The tie is used to define the interaction between concrete and CFRP strips. Fig. 3 depicts the element types of concrete, steel, and CFRP respectively. (Banu, Jaya and Vidjeapriya, 2023; Zaioune and Mezhoud, 2023).

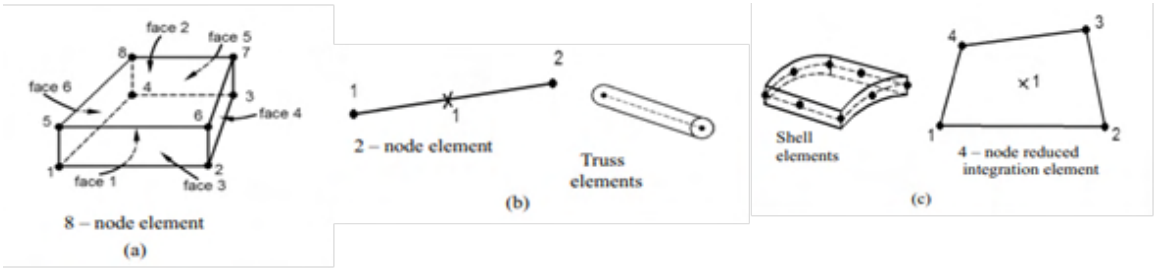


FIGURE 3. The element types of a) concrete, b) steel, and c) CFRP

C. The finite element Mesh

To get accurate results, the mesh size of every element in the finite element model was intentionally standardized to guarantee that no two materials are assigned the same node. Furthermore, to achieve an optimal balance between computational efficiency and precision while minimizing the occurrence of errors. The concrete C3D8R mesh element has dimensions of 20 x 20 mm. The T3D2 reinforcing steel has a mesh size of 20 x 20 mm, which was also used for the CFRP strips. Fig. 4 depicts the meshing of concrete elements, steel reinforcement, and CFRP strips.

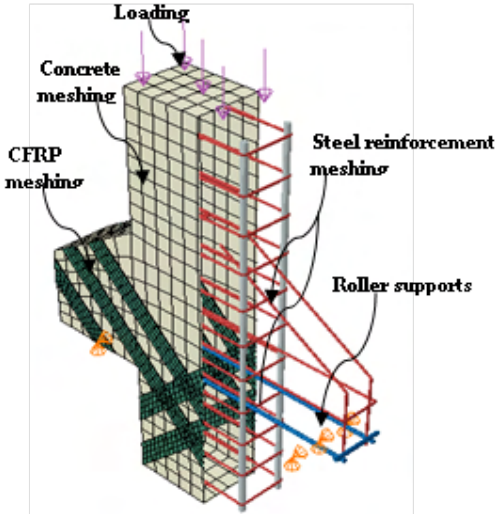


FIGURE 4. Meshing of concrete element, steel reinforcement, and CFRP strips

D. Boundary Conditions and Loading

The reinforced concrete corbel model was subjected to loads and boundary conditions in order to simulate the actual experimental test setup. Roller supports were used as supports for the

specimens. The upper section of the column area was subjected to cyclic stress in order to investigate the response of reinforced concrete corbels under cyclic loading conditions, as seen in Fig. 4.

E. CFRP Strengthening configurations

Fig. 5 illustrates the development and analysis of four model RC corbels, to comprehend the behavior of an RC corbel and its response to cyclic loading with various configurations. Three additional corbels are examined, each exhibiting a distinct configuration of external strengthening by CFRP whit the same ratio of shear span to effective depth. Corbel specimen C1 uses vertical CFRP strips, Corbel specimen C2 uses an inclined configuration, and Corbel specimen C3 uses a wrapped configuration.

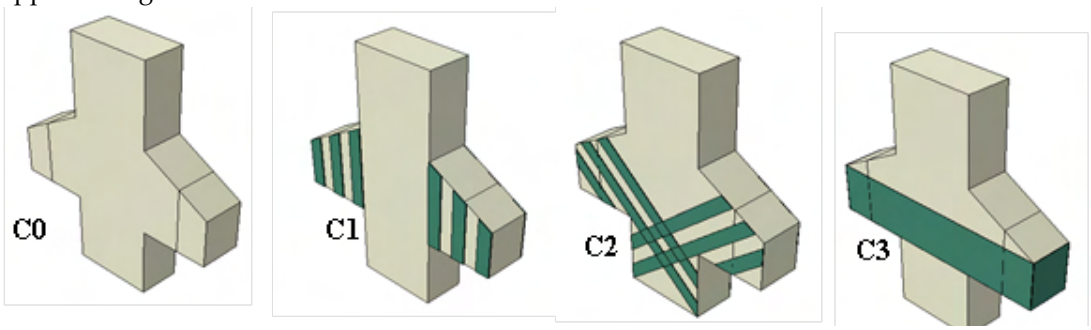


FIGURE 5. **CFRP configurations**

IV. VALIDATION OF THE PROPOSED NUMERICAL MODEL

The experimental study conducted by Ivanova et al., (2014) was considered to validate the predictions of the computational model under static loads. An experimental test on a RC corbel that was strengthened with CFRP carry out. The dimensions of the tested corbel were kept the same. Additionally, a control corbel without any external strengthening was selected for comparison in this verification. The finite-element prediction is shown in Fig.6 and Fig.7, and it exhibits a high degree of concordance with the published experimental data of Ivanova et al., (2014).

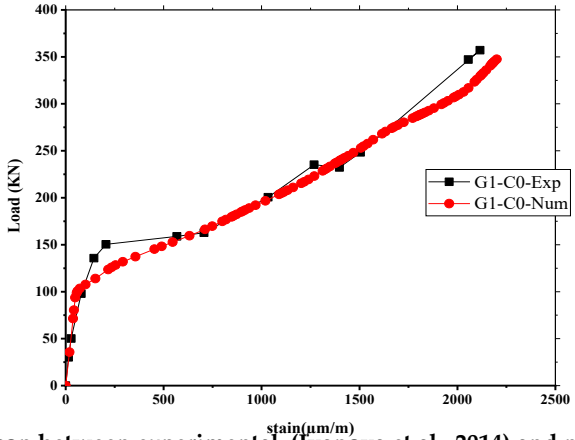


FIGURE 6. **Comparison between experimental (Ivanova et al., 2014) and numerical curve of control corbel C0**

However, to validate the predictions of the computational model under repeated loading, was considered the experimental work that was accomplished. The reinforced concrete corbel was

external strengthened with two layers of CFRP in the form of inclined strips. The corbel was subjected to cyclic loads until it failed. The finite-element predictions of the load vs strain envelope curve and the crack pattern in Fig. 8 and Fig. 9 are compared with the experimental results, which exhibit a high degree of agreement.

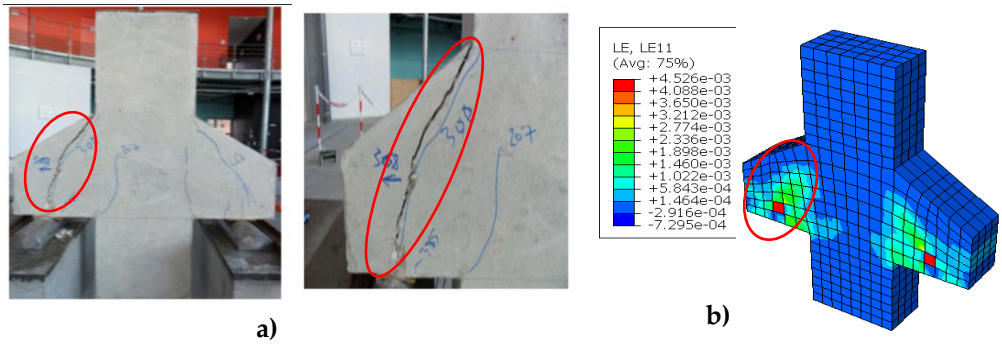


FIGURE 7. Cracks pattern of a) control specimen C0 (Ivanova *et al.*, 2014) and b) the numerical simulation results of corbel specimen C0

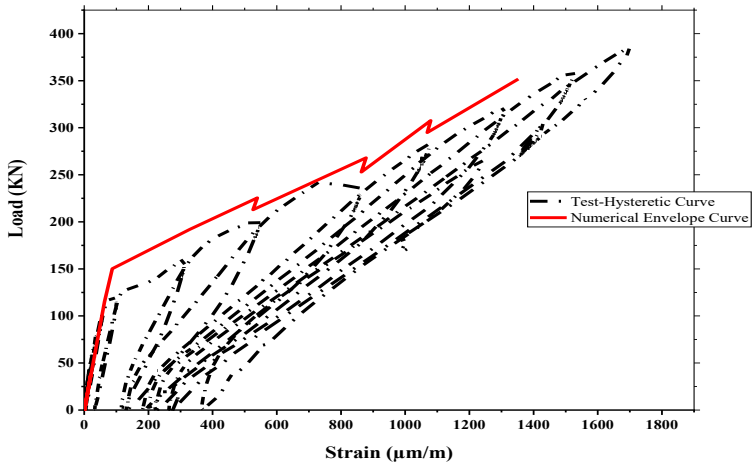


FIGURE 8. Comparison between experimental hysteretic and numerical envelope curves of corbel C2

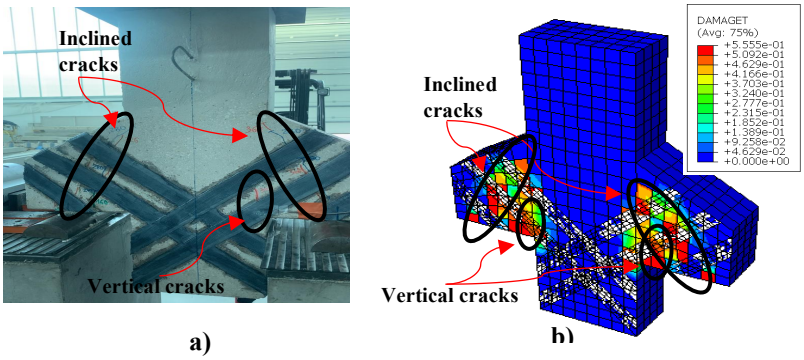


FIGURE 9. Cracks pattern of a) strengthened corbel C2 and b) numerical results of corbel C2 using the DAMAGET parameter, which represents concrete damage under tension.

It is important to note that in the numerical test using the CDP behavior model, concrete failure is typically indicated by monitoring damage criteria based on stress and strain thresholds. When these thresholds are exceeded in a finite element region, it suggests critical material damage and

implies failure. To precisely determine the failure point, the "concrete failure" option is essential. However, in this study, we have not included this option. Therefore, the CDP model remains active, as observed in the envelope curve of Fig. 8, and the initiation of cracking and failure is controlled by default settings. However, the finite element (FE) model accurately predicted the locations of failure characterized by a small vertical crack at the intersection of the corbel and column, and a wide inclined crack extending from the bearing plate to the upper slope of the corbel. These locations are indicated by black circles in Figs. 9a and 9b.

IV. PARAMETRIC STUDY

This section will present the results of numerical work for groups (I) and (II) which consist of four corbel specimens, as shown in Fig. 4b. Specimens in group (I) were subjected to static loading up to failure. Specimens in group (II) were subjected to cyclic loading under load-control as illustrated in the protocol loading that is described in Fig. 2.

A. Numerical results and discussions of Group (I)

Load-strain behavior

The load versus strain curves obtained from the primary reinforcement location of the RC corbel demonstrate the efficacy of CFRP in improving the structural performance of RC corbels. As illustrated in Fig.10 the unreinforced corbel (C0) shows a strain of 2000μm/m, accompanied by a load of 250 kN. On the other hand, the inclined (C2) and wrapping (C3) configurations demonstrate the beneficial impacts of CFRP. The specimen C2, a strain of 1400 μm/m and a load of 400 kN are observed, whereas in C3, a strain of 1000 μm/m and a load of 385 kN are seen. The findings confirm that CFRP can significantly improve the load-carrying capacity of RC corbels when subjected to static loading. The corbel strengthened by inclined strips show a 44% increase in the ultimate load.

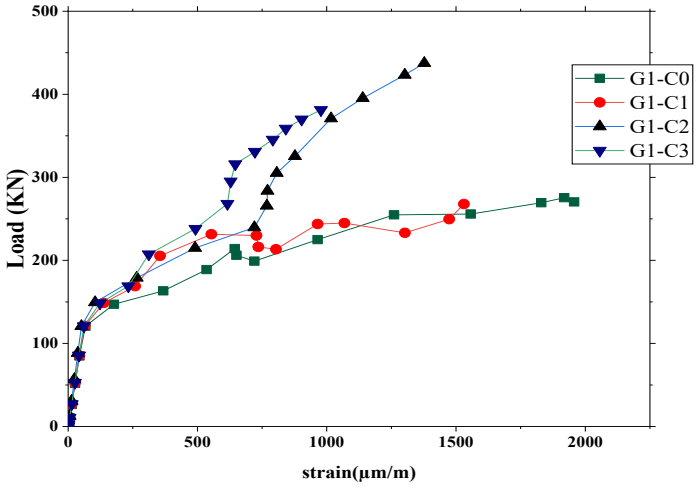


FIGURE 10. Load–strain curves of corbel specimens C0, C1, C2, C3.

B. Numerical results and discussions of Group (II)

The control specimen C0 (Fig. 11), displays consistent and elastic behavior throughout the first cycles, which is indicative of the early loading phases. As the cyclic loading progresses, an obvious change takes place with larger cycles, especially when the load exceeds 250 kN. The following cycles vary between large and narrow configurations, indicating a shift from elastic to inelastic behavior. The last cycle shows a load of 385 kN accompanied by a substantial rise in

deflection, signifying the occurrence of cyclic softening. The vertically strengthened corbel C1 (Fig.10), behaves similarly to C0, displaying identical cyclic characteristics but with a notable reduction in deflection by approximately 74%.

The elevated load experienced in the recent cycles correlates with amplified deflections, indicating the influence of cyclic loading on the corbel's performance. On the other hand, both strengthened corbels C2 and C3 exhibit a uniform and consistent cyclic response over the whole loading protocol (Fig. 12). The load capacity of 385 kN was achieved effectively for both configurations, with C2 experiencing a deflection of 40 mm and C3 experiencing a deflection of 29 mm.

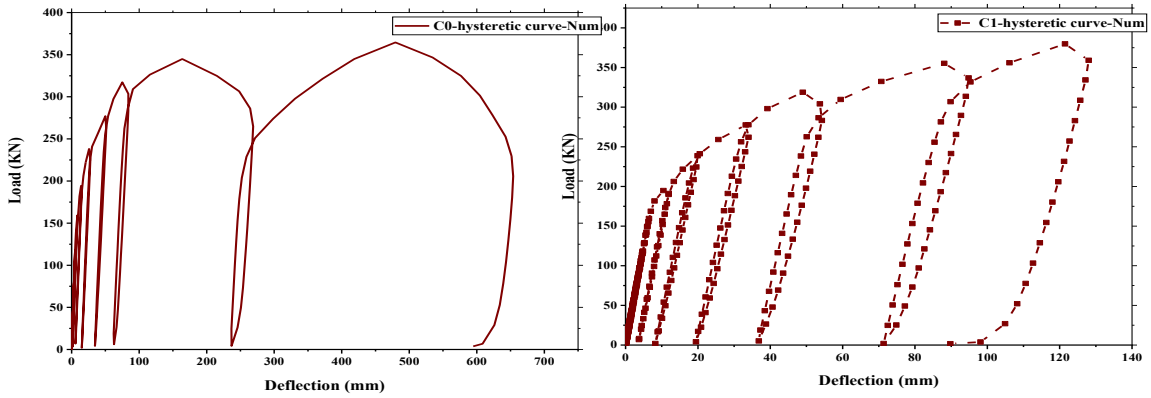


FIGURE 11. Load–deflection curves of corbel specimens C0 and C1 under cyclic loading.

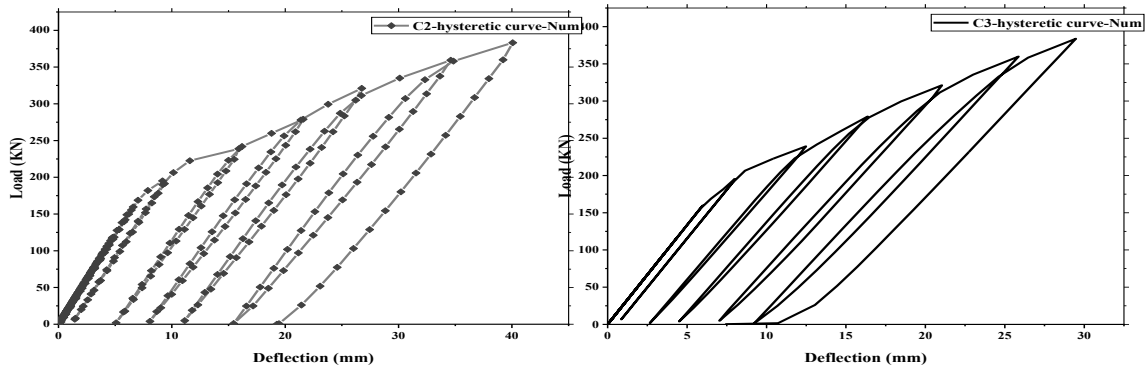


FIGURE 12. Load–deflection curves of corbel specimens C2 and C3 under cyclic loading.

V. CONCLUSION

The use of carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) in RC corbels has shown a significant and positive effect on their structural response when subjected to different types of loads. The load-bearing capacity of RC corbels C2 and C3 is greatly increased, reaching 44%. This demonstrates the effectiveness of CFRP in enhancing the ability of corbels to withstand applied loads. The RC corbels C2 and C3 exhibit consistent and uniform cyclic behavior, demonstrating enhanced stiffness and stability under both static and cyclic loads, compared to the unreinforced and vertically reinforced corbels (C0 and C1). The cyclic loading effects, which are identified by the widening of cycles and the higher deflection in certain configurations, enhance our comprehension of the dynamic response of corbels. The presence of cyclic softening in C0 and C1 highlights the need to consider durability and fatigue resistance.

REFERENCES

Abu-Obaida, A., El-Maaddawy, T. and El-Ariss, B. (2020) 'Numerical simulation of double-sided concrete corbels internally-reinforced with GFRP bars', *Composites Part C: Open Access*, 2, p. 100040. Available at: https://doi.org/10.1016/J.JCOMC.2020.100040.

ACI Committee 318 (2019) 'ACI CODE-318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary', in *American Concrete Institute*, pp. 227–232. Available at: https://doi.org/10.14359/51716937.

Al-Kamaki, Y.S.S., Hassan, G.B. and Alsofi, G. (2018) 'Experimental study of the behaviour of RC corbels strengthened with CFRP sheets', *Case Studies in Construction Materials*, 9, p. e00181. Available at: https://doi.org/10.1016/J.CSCM.2018.E00181.

ARAÚJO, D.L. *et al.* (2017) 'Strength evaluation of concrete corbels cast in a different stage from the column', *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 10(2), pp. 509–546. Available at: https://doi.org/10.1590/S1983-41952017000200011.

Assih, J. *et al.* (2015) 'Concrete damaged analysis in strengthened corbel by external bonded carbon fibre fabrics', *Applied Adhesion Science*, 3(21). Available at: https://doi.org/10.1186/s40563-015-0045-1.

Banu, W.B., Jaya, K.P. and Vidjeapriya, R. (2023) 'Seismic Behaviour of Exterior Beam-Column Joint Using Steel Fibre-Reinforced Concrete Under Reverse Cyclic Loading', *Arabian Journal for Science and Engineering*, 48(4), pp. 4635–4655. Available at: https://doi.org/10.1007/S13369-022-07139-Z.

El-Maaddawy, T.A. and Sherif, E.-S.I. (2014) 'Response of concrete corbels reinforced with internal steel rebars and external composite sheets: experimental testing and finite element modeling', *Journal of Composites for Construction*, 18(1). Available at: https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000403.

Hafezolghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Jaafar, M. S. B., & Karimzade, K. (2017). Simplified damage plasticity model for concrete. *Structural engineering international*, 27(1), 68-78

Ivanova, I. (2013) Comportement mécanique de console courte en béton armé renforcée ou réparée par collage des matériaux composites, *www.theses.fr*, Thesis. Reims.

Ivanova, I. *et al.* (2015) 'Experimental investigation into strengthened short reinforced concrete corbels by bonding carbon fiber fabrics', *Journal of Adhesion Science and Technology*, 29(20), pp. 2176–2189. Available at: https://doi.org/10.1080/01694243.2015.1060060.

Ivanova, I. *et al.* (2014) 'Influence of fabrics layers on strengthened reinforced concrete short corbels | Request PDF', *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 5(11).

Ozden, S. and Atalay, H.M. (2011) 'Strengthening of reinforced concrete corbels with GFRP overlays', *Science and Engineering of Composite Materials*, 18(1–2), pp. 69–77. Available at: https://doi.org/10.1515/SECM.2011.009.

Sayhood, E.K., Hassan, Q.A.M. and Gh.Yassin, L.A. (2016) 'Enhancement in the load-carrying capacity of reinforced concrete corbels strengthened with cfrp strips under monotonic or repeated loads ', *Eng. &Tech.Journ*al14)34 ,).

Zaioune, H. and Mezhoud, S. (2023) 'Numerical Analysis of Behavior of Corbels Strengthened with Carbon Fiber-Reinforced Polymer', *Iranian Journal of Science and Technology - Transactions of Civil Engineering*, 47(4), pp. 2149–2171.

Piégeage du CO_2 par carbonatation de granulats recyclés : modélisation de l'influence de la taille et de l'état hydrique à l'échelle d'un grain

Paulo CLAUDE[1], Philippe TURCRY[2], Marion VOUZELAUD[1], Jonathan MAI-NHU[1], Thomas PERNIN[1], Bruno HUET[3], Sandrine BRAYMAND[4]

[1] *Cerib, Epernon*

[2] *LaSIE, UMR 7356 CNRS, La Rochelle Université*

[3] *Holcim Innovation Center, Saint Quentin Fallavier*

[4] *ICUBE, UMR 7357 CNRS, Université de Strasbourg*

RESUME Au cours du Projet National Fastcarb, la carbonatation accélérée des granulats de béton recyclés (GBR), issus du concassage de déchets de démolition, a été envisagée comme un procédé de piégeage du CO_2 provenant de sources industrielles, telles que les fumées des cimenteries. En complément d'expérimentations en laboratoire, des simulations numériques de la carbonatation de granulats sphériques, GBR « modèles », ont été réalisées pour mieux comprendre les cinétiques du phénomène de transfert à l'échelle du grain. Sur la base d'un modèle physico-chimique, les simulations donnent accès aux profils de teneur en eau et de CO_2 minéralisé par la matrice cimentaire. Deux scénarios de carbonatation ont été étudiés : i) GBR à l'équilibre hydrique avec l'ambiance avant carbonatation, ii) GBR soumis à un préconditionnement en étuve avant carbonatation. Les simulations ont été faites pour deux tailles de GBR (15 et 40 mm). Les simulations montrent que ces deux scenarios ne permettent pas d'attendre le même état hydrique avant carbonatation. Cependant, après 3 jours de carbonatation, des quantités de CO_2 piégées proches sont obtenues quel que soit le scénario.

Mots-clefs Piégeage du CO_2, Carbonatation, Granulats recyclés, Modélisation

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Beaucoup de travaux de la littérature considèrent les granulats de béton recyclés (GBR) produits par concassage de déchets de démolition comme des puits de carbone, e.g. (C. S. Poon et al, 2023). De fait, dès qu'ils sont mis en contact avec une atmosphère contenant du CO_2, les GBR subissent un phénomène de carbonatation : le CO_2 ambiant diffuse dans la matière poreuse, réagit avec les oxydes de calcium apportés par la matrice cimentaire et se retrouve ainsi minéralisé sous forme de carbonate de calcium, d'une grande stabilité thermodynamique notamment lorsqu'il s'agit de calcite.

Au cours du Projet National Fastcarb, la carbonatation accélérée de GBR par les fumées de cimenterie, riches en CO_2, a été proposée comme un procédé de piégeage de ce gaz à effet de serre, « low tech » car sans préparation particulière du gaz ni des GBR (Torrenti et al, 2022). Les études d'impact environnemental du projet (Analyse de Cycle de Vie) montrent néanmoins qu'il est indispensable de maximiser la quantité de CO_2 par tonne des GBR, sans quoi l'efficacité du procédé au regard d'un gain environnemental serait faible. Dans le cas des gravillons recyclés, par exemple, les émissions du transport de la matière vers le site de traitement amoindrissent fortement le bilan global du calcul de la séquestration du CO_2 (Guyard et al, 2022).

Pour être bien maitrisé à l'échelle industrielle, un procédé de carbonatation accélérée des GBR doit d'abord être étudié et compris en laboratoire. En ce sens, des travaux expérimentaux ont été menés pendant le Projet National sur des granulats « modèles » (éprouvettes concassées, billes de mortier). En complément, la carbonatation des GBR a été étudiée à l'aide de modèles, initialement développés pour prédire la durabilité des ouvrages en béton armé.

Nous présentons ici les résultats de simulations numériques de la carbonatation de billes de mortier dont le but est de comprendre l'effet d'un préconditionnement thermique avant la mise en carbonatation accélérée. L'intérêt de la modélisation est d'avoir accès aux profils des réactifs de la carbonatation, ce qui est difficile expérimentalement à cette échelle et pour cette géométrie. La plupart des données d'entrée des simulations sont issues d'une campagne de caractérisation du mortier étudié. Le modèle utilisé est celui du CERIB et du LMDC (SDReaM-crete) développé par (Mai-Nhu, 2013) puis (Schmitt, 2019) et validé par (Claude, 2023) avec de nombreuses comparaisons à des résultats expérimentaux. Deux scénarios de carbonatation d'un grain sphérique, avec ou sans préconditionnement, sont étudiés et comparés dans la suite.

II. MODELE ET PROGRAMME DE SIMULATIONS

A. Modèle de carbonatation

Le modèle SDReaM-crete a été développé pour coupler le phénomène de carbonatation et la pénétration des ions chlorure dans le béton en tenant compte des cycles hydriques. Ci-après ne sont présentés que les phénomènes de carbonatation et de transfert hydrique.

L'équation de (Richard, 1931) est utilisée pour décrire les mouvements d'eau dans le béton :

$$\left[\rho_l \cdot \varphi \cdot \frac{\partial S_r}{\partial h} + \frac{p_{vsat} \cdot M_{H_2O}}{RT} \cdot \varphi \cdot \left(1 - S_r - h\frac{\partial S_r}{\partial h}\right)\right]\frac{\partial h}{\partial t} = \operatorname{div}\left(\rho_l^2 \frac{k_l}{\eta_l} \cdot k_{rl} \cdot \frac{RT}{M_{H_2O}} \cdot \frac{1}{h} \cdot \overrightarrow{\operatorname{grad} h} + \frac{M_{H_2O}}{RT} \cdot p_{vsat} \cdot R_d \cdot D \cdot \overrightarrow{\operatorname{grad} h}\right) + \beta_{H_2O} \quad \text{Equation 1}$$

Où Sr est le taux de saturation en eau qui dépend de l'humidité relative (h), ϱ_l la masse volumique de l'eau (kg/m³), φ la porosité (-), M_{H2O} la masse molaire de l'eau (kg/mol), k_l la perméabilité à l'eau liquide (m²), η la viscosité dynamique de l'eau (Pa.s), k_{rl} la perméabilité relative à l'eau liquide estimée à partir du modèle de (Mualem, 1976) et Van Genuchten (1980), D le coefficient de diffusion de la vapeur d'eau hors milieu poreux (m²/s).

L'Equation 2 modélise la quantité d'eau libérée lors de la carbonatation de la portlandite (CH). Le modèle néglige l'eau libérée par les autres hydrates de la matrice cimentaire (Morandeau, 2013).

$$\beta_{H_2O} = -\frac{\partial[CH]}{\partial t} \cdot M_{H_2O} \quad \text{Equation 2}$$

R_d représente la résistance à la diffusion dans un milieu partiellement saturé en eau proposée par (Millington, 1959) dont les exposants empiriques ont été obtenus par (Thiéry, 2005) :

$$R_d = \varphi^{1,2} \cdot (1 - S_r)^{3,3} \quad \text{Equation 3}$$

La pénétration du CO_2 est gérée par des équations de conservation de masse (Equation 4). Ici, on considère à la fois le transport du CO_2 gazeux et le mouvement convectif des ions carbonate.

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\varphi \cdot (1 - S_r) \cdot \frac{P_{CO_2}}{RT}\right) = -\mathrm{div}\overrightarrow{\phi_{CO_2}} - \beta_{CO_3^{2-}} \quad \text{Equation 4}$$

Avec $\overrightarrow{\phi_{CO_2}}$ le flux de CO_2 considéré comme uniquement diffusif. Il est donné par la loi de Fick en fonction de la pression partielle de CO_2 (P_{CO2}) et du coefficient de diffusion du CO_2 dans l'air (D_0) :

$$\overrightarrow{\phi_{CO_2}} = -D_0 \cdot R_d \cdot \overrightarrow{\mathrm{grad}}\frac{P_{CO_2}}{RT} \quad \text{Equation 5}$$

$\beta_{CO_3^{2-}}$ représente la vitesse de formation des ions carbonate (Equation 6).

$$\beta_{CO_3^{2-}} = \frac{\partial[CO_3^{2-}]}{\partial t} = \frac{1}{\tau_1} \cdot ([CO_3^{2-}]_{eq} - [CO_3^{2-}]) \quad \text{Equation 6}$$

Avec τ_1 une constante de temps et $[CO_3^{2-}]_{eq}$ la quantité maximale d'ions carbonate qui dépend de la concentration de CO_2 de l'air, du pH de la solution et de constantes d'équilibres.

L'équation de conservation de masse des ions carbonates s'écrit comme suit :

$$\varphi \cdot S_r \cdot \frac{\partial[CO_3^{2-}]}{\partial t} = -\mathrm{div}\left(\overrightarrow{\phi_{CO_3^{2-}}}\right) - \beta_{CaCO_3} + \beta_{CO_3^{2-}} \quad \text{Equation 7}$$

avec $\overrightarrow{\phi_{CO_3^{2-}}}$ le flux des ions carbonate, somme d'un flux diffusif et d'un flux convectif.

$$\overrightarrow{\phi_{CO_3^{2-}}} = -D_{CO_3^{2-}(S_r=1)} \cdot S_r^{\ 6} \cdot \overrightarrow{\mathrm{grad}}[CO_3^{2-}] + \overrightarrow{v_{water}} \cdot [CO_3^{2-}] \quad \text{Equation 8}$$

Dans l'Equation 7, β_{CaCO_3} représente la formation de calcite lors de la progression du front de carbonatation. La quantité de calcite formée correspond à la consommation du calcium des hydrates de la matrice cimentaire et des sels de Friedel (Equation 9).

$$\beta_{CaCO_3} = \frac{1}{\tau_2} \cdot [CO_3^{2-}] \cdot ([Ca_{(CH)}] + [Ca_{(AFt)}] + [Ca_{(AFm)}] + [Ca_{(FS)}]) + \frac{1}{\tau_2} \cdot [CO_3^{2-}]^n \cdot [Ca_{(C-S-H)}] \quad \text{Equation 9}$$

τ_2 représente la constante de cinétique de carbonatation des calciums contenus dans les hydrates. La cinétique est considérée similaire pour l'ensemble des espèces carbonatables, à l'exception des C-S-H dont la concentration des calciums est pondérée par un facteur n > 1 (cinétique plus lente). Le pH est calculé en se basant sur la condition d'électro-neutralité de la solution interstitielle du béton en considérant les principaux ions en présence :

$$[H_3O^+] + 2\,[Ca^{2+}] = [OH^-] + [Cl^-] + 2\,[CO_3^{2-}] \quad \text{Equation 10}$$

Dans cette étude, la concentration en ions chlorure est considérée égale à 0, et seuls les ions calcium (et leurs consommations) sont considérés. Les ions alcalins ne sont pas pris en compte non plus, entrainant des différences de pH entre le modèle et la réalité, mais ne modifiant pas la chute de pH

provoquée par la carbonatation des ions calcium. Enfin, le transport ionique des ions calcium n'a pas été considéré dans le modèle SDReaM-Crete afin de simplifier les équations.

La porosité ayant un impact fort sur les phénomènes de transfert, son évolution est calculée en s'appuyant sur les volumes molaires des espèces en présence et de leur quantité (Equation 11).

$$\varphi = \varphi_{initial} - (Vm_{CaCO_3} \cdot ([CaCO_3] - ([C-S-H]_{ini} - [C-S-H])) - Vm_{CH} \cdot ([CH]_{ini} - [CH]) + \Delta Vm_{C-S-H} \cdot ([C-S-H]_{ini} - [C-S-H])) \quad \text{Equation 11}$$

L'influence de la température est considérée dans le modèle à travers l'utilisation de lois d'Arrhenius exprimant la dépendance de certains paramètres à la température. Les paramètres concernés sont : le coefficient de cinétique de carbonatation des hydrates (τ_2, énergie d'activation : Ea = 40 kJ/mol), la viscosité de l'eau (Ea = 15,7 kJ/mol) et le coefficient de diffusion du CO_2 (Ea = 39 kJ/mol). Notons que la température intervient aussi dans les équations d'équilibre des différentes espèces (cf. Equations 1 et 4).

La résolution numérique du système d'équations ainsi obtenu s'effectue avec le logiciel Comsol MultiPhysics (MP). Les constantes τ_1, τ_2 et n ont été obtenues par calibration du modèle sur des résultats expérimentaux et sont égales respectivement à 200 s, 10^{-5} mol.s et 1,5.

B. Système modélisé

Les simulations ont porté sur des granulats sphériques composés d'un mortier. Une étape préalable aux simulations est la fourniture des données d'entrée. Pour cela, des billes de 15, 20 et 40 mm de diamètre, ainsi que des éprouvettes 4x4x16 cm, ont été fabriquées puis conservées en conditions endogènes pendant au moins 5 mois. La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** donne un aperçu des trois tailles de billes, qui ne sont pas totalement sphériques mais présentent un petit méplat.

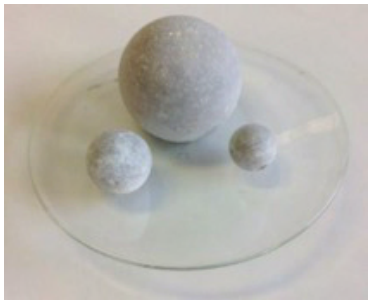


FIGURE 1. Vue des billes de mortier de 15, 20 et 40 mm de diamètre

Le mortier a été fabriqué avec un ciment CEM I 52,5 N CP2 (LafargeHolcim St Pierre La Cour) de masse volumique de 3,12 g/cm^3 et un sable normalisé de masse volumique de 2,64 g/cm^3. La fraction volumique de pâte est de 50% et le rapport massique E/C de 0,5. Cette composition est identique au mortier « OPC5 » de la thèse de Fabien Gendron (Gendron, 2019).

Une campagne de caractérisation du mortier âgé de plus de 6 mois a permis la détermination de la plupart des données d'entrée « matériau » du modèle présentées dans le Tableau 1.

TABLEAU 1. Données d'entrées « matériau » du modèle SDReaM-Crete

Paramètre	Valeur	Unité	Source
Porosité du mortier	0,226	-	Mesures (NF P18-459)
Quantité de calcium carbonatable CH	2122	mol/m^3 de mortier	Mesures (Analyse thermogravimétrique)
Quantité de calcium carbonatable $C_{1,65}SHx$	1698	mol/m^3 de mortier	Calculs (Kolani et al., 2012)
Isotherme de désorption (Sr : taux de saturation ; h : humidité relative)	$Sr = 0,097+0,778.h-0,653.h^2+0,823.h^3$	-	Mesures (Méthodes des solutions salines)
Perméabilité à l'eau liquide	$2,5.10^{-21}$	m²	(Gendron, 2019)
MVsat	2293	kg/m^3 de mortier	Mesures (NF P18-459)
MVsec	2066	kg/m^3 de mortier	Mesures (NF P18-459)

Les quantités de calcium provenant de la portlandite et des CSH ont été estimées avec le modèle d'hydratation de (Kolani et al., 2012). Ils permettent d'estimer la quantité de CO_2 que peut fixer en théorie le mortier, en considérant qu'une mole de CaO va réagir avec une mole de CO_2. Cette masse maximale est de 168 kg de CO_2 par m^3 de mortier, soit 76 g de CO_2 par kg de mortier.

C. Scénarios de carbonatation modélisés

Dans les expérimentations en laboratoire, les billes de mortier subissent le protocole de carbonatation accélérée suivant.

- Préconditionnement : Les billes sont d'abord étuvées à 60°C pendant 20 jours. Elles sont mises ensuite à une teneur en eau égale à 75% de l'absorption d'eau normalisée (WA24), teneur supposée « optimale » d'après les travaux de (Sereng, 2020). Pour cela, les billes sont placées dans un flacon avec une masse d'eau égale à la masse d'eau permettant d'obtenir la teneur en eau visée. Le flacon reste fermé pendant 7 jours. On suppose qu'à l'issue de ce traitement l'eau est répartie de manière uniforme dans la bille. Cette hypothèse est discutée dans la suite. Cette teneur en eau correspond à un taux de saturation en eau de la porosité de 0,66.
- Carbonatation accélérée : Après le préconditionnement, les billes sont placées dans une enceinte à 20°C, 65% HR et à une concentration en CO_2 de 15%. En considérant le CO_2 comme un gaz parfait, cela correspond à une concentration de 6,22 mol/m^3.

A partir du protocole décrit précédemment, deux scénarios peuvent être simulés :

Cas 1 : simulation de la carbonatation accélérée seule ;

Cas 2 : simulation du préconditionnement et de la carbonatation accélérée.

Le premier scénario est le plus simple car il s'agit de simuler la carbonatation en considérant qu'à l'issue du préconditionnement le matériau a un taux de saturation en eau homogène de 0,66, ce qui correspond, d'après l'isotherme de désorption du mortier, à une humidité ambiante de 75% HR. Dans le deuxième scénario, la phase de préconditionnement, en 2 étapes, est également simulée. L'état avant carbonatation est donc la conséquence des simulations des étapes précédentes. Ce

scénario doit permettre de mieux approcher l'état hydrique initial, avec a priori une répartition de l'eau moins homogène dans la bille.

Le Tableau 2 donne un récapitulatif des deux scénarios et des conditions aux limites utilisées. On notera qu'une humidité relative de 30% HR a été choisie pour simuler l'étuvage à 60°C (d'après quelques mesures d'humidité dans une étuve à cette température).

TABLEAU 2. Résumé des deux scénarios simulés

Cas	Etape	Conditions initiales	Conditions aux limites
1	Carbonatation	Taux de saturation homogène égal à 0,66 (75% HR)	20°C, 65% HR, 15% CO_2
2	Etuvage (20 jours)	Matériau saturé en eau	60°C, 30% HR, 0,04% CO_2
	Mise à la teneur en eau visée (7 jours)	Obtenues à l'issue de l'étuvage	20°C, 75% HR, 0,04% CO_2
	Carbonatation (3 jours)	Obtenues à l'issue de l'étape précédente	20°C, 65% HR, 15% CO_2

Connaissant les masses volumiques du matériau à l'état saturé en eau et à l'état sec (Tableau 1), on en déduit que la masse volumique de la bille après préconditionnement est d'environ 2214 kg/m^3.

III. RESULTATS

Le modèle SDReaM-Crete permet, entre autres, de générer les profils de saturation en eau dans le matériau ainsi que les concentrations des différentes espèces considérées. La réalisation de deux scénarios de simulation, avec la prise en compte du préconditionnement dans le Cas 2, vise d'abord à confirmer ou non l'hypothèse d'équilibre hydrique dans le matériau (Cas 1). Les profils de concentrations des minéraux ($CaCO_3$, portlandite, CSH) en cours de carbonatation accélérée sont ensuite présentés pour les deux cas. Enfin, le modèle intègre l'évolution de la microstructure en tenant compte de l'impact de la carbonatation sur la porosité, comme exposé dans la section III.B pour le Cas 2. Pour des raisons de concision, seuls les résultats liés aux billes de diamètres 15 et 40 mm sont inclus dans la présentation.

A. Profils hydriques pendant le préconditionnement

Les profils de taux de saturation en eau au cours du préconditionnement (Cas 2) sont donnés dans les Figures 2 et 3 respectivement pour les diamètres 15 mm et 40 mm. Avant préconditionnement, la porosité du matériau est supposée saturée à 90% (suite à l'autodessiccation). La phase d'étuvage de 20 jours est considérée dans le modèle avec une température de 60°C et une humidité relative de 30%. Il s'agit d'une humidité relative, certainement supérieure à la réalité, qui a été choisie afin d'éviter des valeurs trop extrêmes pour la convergence du modèle. Cependant, l'isotherme de désorption choisie permet d'obtenir un taux de saturation similaire à celui obtenu pour des valeurs plus faible, garantissant un impact proche sur la carbonatation. Cette première phase du préconditionnement garantit une saturation uniforme pour les deux diamètres, bien qu'un temps plus long soit nécessaire pour éliminer l'eau dans la bille de 40 mm (environ 13 jours) comparée à

celle de 15 mm (environ 5 jours). Une exposition de 7 jours à 20°C et 75% HR entraîne ensuite une augmentation du taux de saturation dans le matériau.

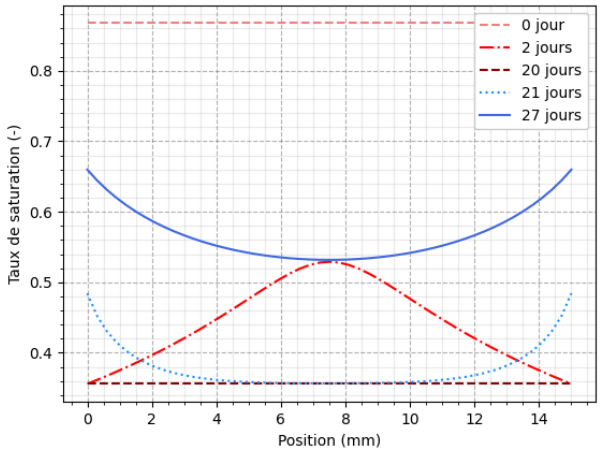


FIGURE 2. **Évolution du taux de saturation en eau au cours du préconditionnement pour la bille de mortier de diamètre 15mm (Cas 2).**

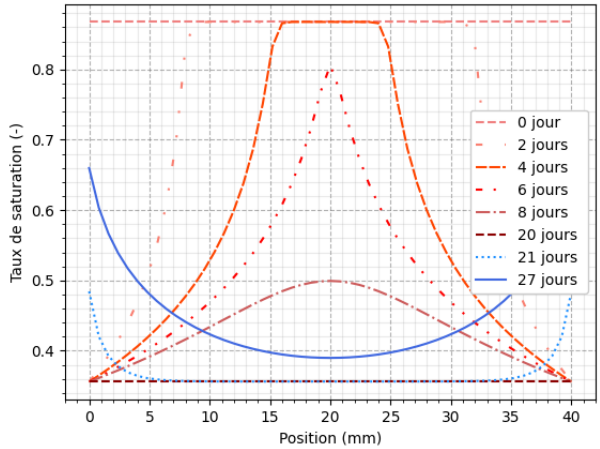


FIGURE 3. **Évolution du taux de saturation en eau au cours du préconditionnement pour la bille de mortier de diamètre 40mm (Cas 2).**

Des différences de taux de saturation entre le cœur et la surface du matériau sont néamoins observées pour les deux diamètres. À la fin des deux étapes du préconditionnement, le taux de saturation évolue, de la surface au cœur, entre 0,66 et 0,54 pour la bille de 15 mm, et entre 0,66 et 0,38 pour la bille de 40 mm. Rappelons que, dans le Cas 1, les billes ont un taux de saturation homogène 0,66 avant la carbonatation. On voit donc ici que la prise en compte du préconditionnement ne permet pas d'aboutir à l'état de saturation voulu.

B. Profils en cours de carbonatation accélérée

Le préconditionnement est suivi de 3 jours de carbonatation accélérée à (20°C, 65% HR, 15% CO_2).

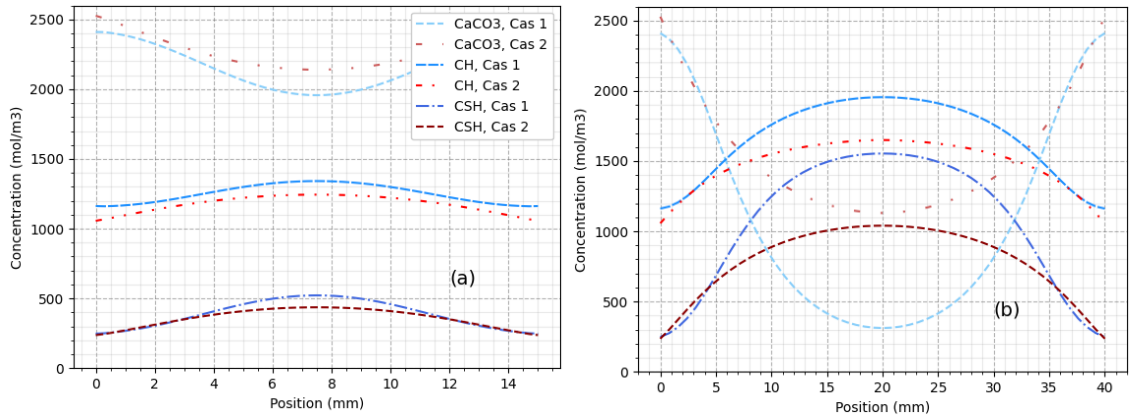


FIGURE 4. **Profils de concentrations en $CaCO_3$, CH et CSH obtenus après 3 jours de carbonatation dans les deux cas simulés pour des billes de diamètre de 15 mm (a) et de 40 mm (b).**

Dans le cas de la bille de 15 mm de diamètre, la Figure 4 (a) montre des profils finaux très similaires pour les Cas 1 et 2, malgré les différences de taux de saturation au début et au cours de la phase de carbonatation (Figure 5 (a)). Une carbonatation significative et quasi-uniforme du mortier est observée. Cependant, en raison du temps court de carbonatation (3 jours), une consommation totale des hydrates carbonatables du matériau n'est pas atteinte. Par exemple, moins de la moitié de des 2122 mol/m^3 de portlandite initiaux a été carbonatée.

Pour la bille de 40 mm de diamètre, les profils de concentration diffèrent de manière plus notable en fonction du scénario considéré (Figure 4 (b)). Les profils de concentration en calcite à trois jours montrent notamment une carbonatation plus en profondeur dans le Cas 2. Cette différence de carbonatation au cœur peut s'expliquer par la différence de saturation (Figure 5 (b)). La saturation plus faible au cœur de la bille dans le Cas 2, comparé au Cas 1, doit faciliter la diffusion du CO_2.

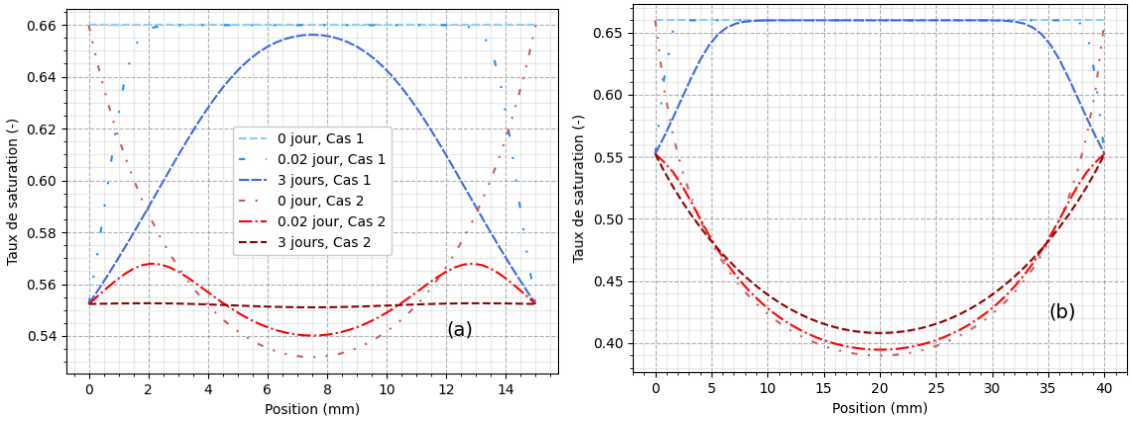


FIGURE 5. **Profils de taux de saturation en eau obtenus au cours de l'étape de carbonatation dans les deux cas simulés pour des billes de diamètre de 15 mm (a) et de 40 mm (b).**

L'évolution de la porosité au cours de la carbonatation accélérée est illustrée par la Figure 6, où seul le Cas 2 est représenté pour plus de clarté. La réduction de porosité de la bille de 15 mm est presque uniforme alors qu'un gradient entre le cœur de la bille de 40 mm et sa surface est observé.

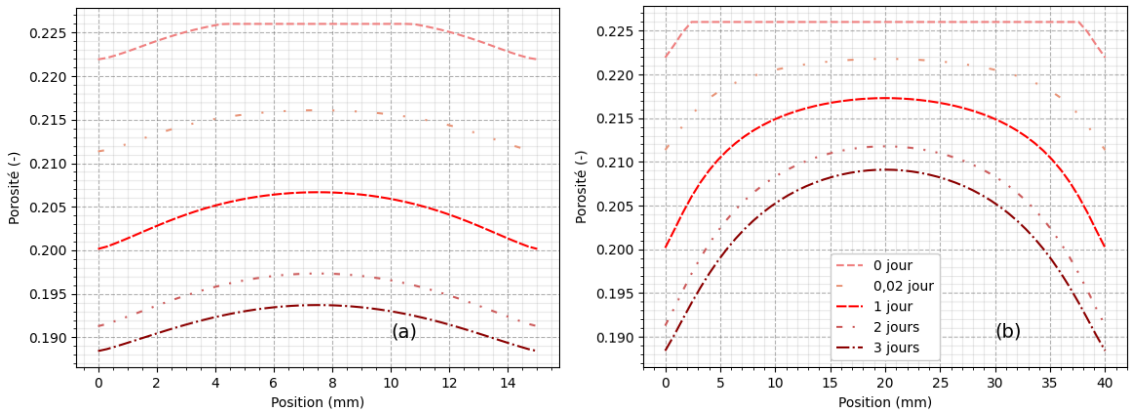


FIGURE 6. **Profils de porosité obtenus au cours de l'étape de carbonatation dans le Cas 2 pour des billes de 15 mm (a) et 40 mm (b) de diamètre.**

III. DISCUSSION

Un protocole de préconditionnement des billes a été proposé en deux étapes : d'abord un étuvage à 60°C pour assécher le matériau, ensuite une mise en contact des billes pendant 7 jours avec une quantité d'eau permettant d'atteindre une teneur en eau visée. Les simulations numériques mettent en défaut ce protocole car les profils de taux de saturation obtenus dans le Cas 2 (sensé simuler ces deux étapes du préconditionnement) ne sont pas uniformes. Dans le cas de la bille de 40 mm de diamètre, le cœur de la bille est quasiment aussi sec qu'après l'étuvage. Les résultats numériques sont tout de même à nuancer, car la deuxième étape du préconditionnement a été simulée en imposant comme condition limite une humidité ambiante (75% HR) et non une saturation en eau de 100% en surface, ce qui représenterait a priori plus la situation réelle en imposant un transport d'eau par capillarité.

En dehors de l'analyse de ce protocole de préconditionnement particulier, les deux scénarios simulés nous en apprennent davantage sur l'influence de l'état hydrique des billes sur la carbonatation. En effet, les billes de 15 et 40 mm sont globalement dans un état plus sec dans le Cas 2 que dans le Cas 1. La Figure 7 montre que la carbonatation des billes, exprimée par la quantité de CO_2 piégé rapportée à la masse initiale de la bille, est plus rapide dans les premières heures dans le Cas 2 que dans le Cas 1. Le taux de saturation en eau plus faible dans le Cas 2 favorise l'apport de CO_2 dans les billes par la diffusion gazeuse.

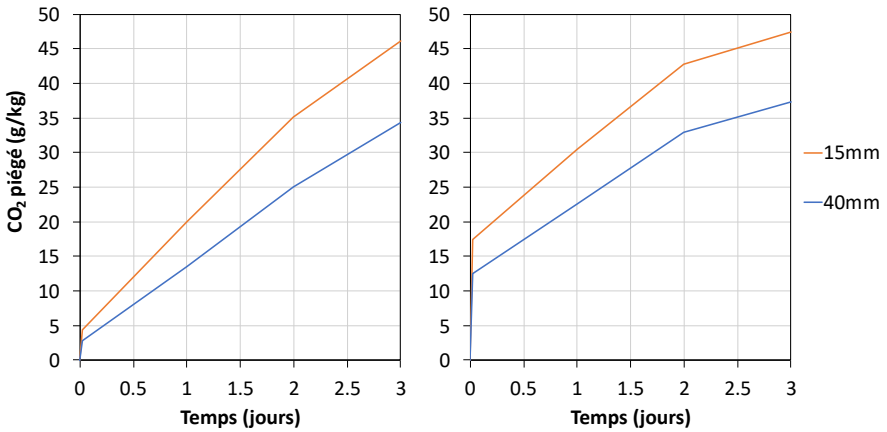


FIGURE 7. **Quantité de CO_2 minéralisé en cours de carbonatation accélérée par les billes de 15 et 40 mm dans le Cas 1 (gauche) et le Cas 2 (droite).**

Cela étant, à 3 jours, il y a peu de différences entre les quantités de CO_2 fixées des deux scénarios. Pour la bille de 15 mm, la quantité de CO_2 piégé est d'environ 46 g/kg dans les deux cas. Pour la bille de 40 mm, la quantité est de 34 et 37 g/kg respectivement pour le Cas 1 et le Cas 2. En fait, même si le cœur des billes se carbonate plus dans le Cas 2, la contribution de la partie centrale de la bille est faible compte-tenu de la géométrie sphérique du système. Comme illustré sur la Figure 8, à une profondeur x égale à la moitié du rayon R, le volume V(x) entre la surface et cette profondeur vaut quasiment 90% du volume total de la sphère. La grande différence de concentrations de CO_2 minéralisé (sous la forme de $CaCO_3$) entre les Cas 1 et 2 de 10 à 20 mm de profondeur, observée sur la Figure 4(b), a très peu d'impact sur la quantité de CO_2 piégée au total par la bille.

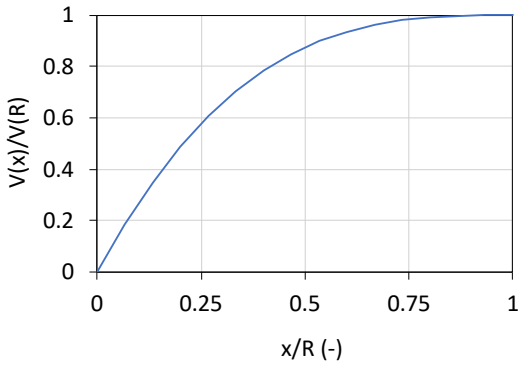


FIGURE 8. **Ratio du volume partiel d'un sphère de rayon R à une profondeur x V(x) et de son volume total V(R) en fonction du ratio x/R.**

Une autre information intéressante montrée par les simulations est le caractère quasiment uniforme de la carbonatation de la bille de 15 mm (aucun « front raide » sur les profils des réactifs). Dans la plage de taux de saturation en eau (inférieurs à 0,66), la diffusion du CO_2 gazeuse doit être rapide et la vitesse de carbonatation est surtout contrôlée par les cinétiques chimiques. Pour la bille de

40 mm, le temps caractéristique de la diffusion gazeuse, dépendant d'une longueur de référence, est plus élevé : la diffusion redevient un phénomène limitant du transfert réactif.

Notons enfin que les simulations permettent d'estimer le degré de carbonatation des billes, sachant qu'en théorie 76 g de CO_2 peuvent être piégés par kg de mortier. Le degré de carbonatation se situe donc entre 60% pour la bille de 15 mm et 45% pour la bille de 40 mm dans le Cas 1, le cas le plus défavorable. On retrouve des ordres de grandeur issues des expérimentations (Torrenti et al, 2022).

IV. CONCLUSION

Un modèle physico-chimique a été utilisé pour évaluer l'influence de l'état hydrique initial sur le piégeage du CO_2 par carbonatation accélérée de granulats de béton recyclés. Les simulations ont été réalisées pour des granulats « modèles », billes de mortier de 15 et 40 mm de diamètre. La modélisation a servi à évaluer un protocole de préconditionnement des billes, utilisé lors d'expérimentations du Projet National Fastcarb. L'objectif de ce préconditionnement est de mettre les granulats dans un état hydrique favorable à la carbonatation, c'est-à-dire à une teneur en eau égale à 75% de l'absorption en eau à 24h. Les simulations tendent à montrer que ce protocole n'est pas efficace pour atteindre cet objectif, notamment pour le plus grand diamètre, car le cœur des billes reste à la teneur en eau issue de la première phase du préconditionnement (étuvage à 60°C). Cela étant, les simulations montrent aussi qu'après 3 jours de carbonatation la quantité de CO_2 piégée est très proche quel que soit l'état hydrique avant carbonatation, teneur en eau visée uniformément répartie dans la bille ou teneur en eau réellement obtenue après le préconditionnement. Ce résultat résulte de la géométrie sphérique du système étudié. Les simulations montrent enfin que pour l'état hydrique étudié ici (degré de saturation en eau inférieur ou égal à 66%) et la géométrie sphérique la carbonatation des billes se fait de manière presqu'uniforme notamment pour le diamètre de 15 mm.

La compréhension du phénomène de transfert réactif à l'échelle du granulat est une première étape avant intégration de la carbonatation du granulat dans un modèle plus général de carbonatation d'un milieu granulaire, représentatif des réacteurs à lit mobile, comme ceux du Projet Fastcarb (Izoret et al., 2022).

REMERCIEMENTS

La recherche présentée est réalisée dans le cadre du Projet National FastCarb soutenu par le Ministère de la Transition écologique et solidaire. Les auteurs remercient tous les acteurs du Projet, en particulier les partenaires du groupe de travail 1.2.

REFERENCES

C. Claude (2023). *Development of a decision support tool in uncertain conditions for the maintenance of reinforced concrete structures subjected to corrosion*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliqués de Toulouse.

F. Gendron. (2019). *Carbonatation des matériaux cimentaires : étude de la diffusion du CO_2*. Thèse de doctorat, La Rochelle Université.

P. Guyard, M. Saade, A. Feraille. (2022). Carbonatation accélérée de granulats de béton recyclés quels bénéfices environnementaux ? *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(3), 117-131.

L. Izoret, L. Barnes-Davin. Y.-P. Jacob, X. Guillot, V. Meyer, J. Jeong, A. Cudeville. (2022). PN FastCarb Carbonatation accélérée des bétons de démolition : bilan des carbonateurs industriels et pilote. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(3), 82-92. https://doi.org/10.26168/ajce.40.3.17

J. Mai-Nhu. (2013). *Corrosion des armatures du béton : couplage carbonation/chlorures en présence de cycles hydriques*. Thèse de doctorat, Université de Toulouse III.

B Kolani, Laurie Buffo-Lacarrière, Alain Sellier, G Escadeillas, L Boutillon, L Linger. (2012) Hydration of slag-blended cements. *Cement and concrete composite,* 34(9), 1009-1018.

R. Millington. (1959). Gas diffusion in porous media. *Science*, 130, 100-1021.

A. Morandeau. (2013). *Carbonatation atmosphérique des systèmes cimentaires à faible teneur en portlandite*. Thèse de doctorat de l'Université Paris Est.

Y. Mualem. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resour. Res.*, 12(3), 513–522.

C. S. Poon, P. Shen, Y. Jiang, Z. Ma, D. Xuan. (2023). Total recycling of concrete waste using accelerated carbonation: A review. *Cement and Concrete Research*, 173.

L. A. Richards. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1(5), 318–333.

L. Schmitt. (2019). Durabilité des ouvrages en béton soumis à la corrosion : optimisation par une approche probabiliste. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.

M. Sereng. (2020). *Amélioration des propriétés des granulats recyclés par stockage de CO_2 : étude de la faisabilité pré-industrielle*. Thèse de doctorat, Université Paris-Est.

M. Thiery. (2005). *Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires.* Thèse de doctorat, ENPC.

J. M. Torrenti, O. Amiri, L. Barnes-Davin, F. Bougrain, S. Braymand, B. Cazacliu, J. Colin, A. Cudeville, P. Dangla, A. Djerbi, M. Doutreleau, A. Feraille, M. Gueguen, X. Guillot, Y. Hou, L. Izoret, Y.-P. Jacob, J. Jeong, J. David Lau Hiu Hoong, P.-Y. Mahieux, J. Mai-Nhu, H. Martinez, V. Meyer, V. Morin, T. Pernin, J.-M. Potier, L. Poulizac, P. Rougeau, M. Saadé, L. Schmitt, T. Sedran, M. Sereng, A. Soive, G. Symoes Dos Reys, Ph. Turcry. (2022). The FastCarb project: Taking advantage of the accelerated carbonation of recycled concrete aggregates. Case Studies in Construction Materials, 17, https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01349

M. T. Van Genuchten. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892.

Piégeage du CO_2 par carbonatation de granulats recyclés : étude expérimentale de la répartition spatiale des carbonates formés sur granulats « modèles »

Farah KADDAH[1], Jérôme LUX[2], Philippe TURCRY[2], Ouali AMIRI[1], Emmanuel ROZIERE[1], Harifidy RANAIVOMANANA[1], Abdelkarim AIT-MOKHTAR[2]

[1] *GeM, UMR CNRS 6183, Nantes Université, Ecole Centrale de Nantes,*

[2] *LaSIE, UMR 7356 CNRS, La Rochelle Université*

RESUME La carbonatation accélérée des granulats recyclés (GR) est une des voies envisagées pour réduire l'empreinte carbone de la construction. Après concassage, les GR peuvent servir à piéger le CO_2 soumis à des gaz industriels. Pour maitriser de tels procédés, des études sont en cours pour comprendre le phénomène à l'échelle du granulat. Sont présentés ici les résultats d'une campagne expérimentale sur des GR « modèles », billes de pâte de ciment de 15 et 20 mm de diamètre, testées en cours de carbonatation avec des techniques originales, la micro-indentation et la micro-tomographie. Les grains ont été carbonatés à 20°C, 65% HR et 3% de CO_2, après un étuvage à 40°C suivi d'une conservation à 20°C et 55% HR. Les deux techniques de cartographie de l'intérieur des grains s'accordent sur le fait que la carbonatation est uniforme. Pour ce protocole expérimental, et ces tailles de grain, le transfert réactif du CO_2 est donc contrôlé principalement par les cinétiques des réactions chimiques et non la diffusion gazeuse. Les analyses thermogravimétriques montrent que le taux de carbonatation est inférieur à 50% après 20 jours à 3% de CO_2, ce qui confirme la difficulté de reminéraliser tout le CO_2 géogénique émis lors de production du clinker avec ce type de procédé de « carbonatation sèche ».

Mots-clefs Piégeage du CO_2, Carbonatation, Granulats recyclés, Micro-tomographie, Micro-indentation

Modalité de présentation : Orale

I. INTRODUCTION

La carbonatation des granulats recyclés (GR) obtenus par concassage de déchets de déconstruction est une des voies envisagées pour réduire l'empreinte carbone de la construction en béton (Habert et al., 2020). A l'échelle du tas des GR stockés sur la plateforme de concassage, le piégeage du CO_2 peut se faire en conditions atmosphériques pendant quelques semaines avant utilisation. Cependant, plusieurs études montrent que la carbonatation dite naturelle d'un stock de GR est lente (Leemann et al., 2023) voire superficielle (Hou et al., 2022). Pour traiter plus efficacement les GR, des procédés accélérés ont été proposés pendant le Projet National Fastcarb (Torrenti, 2022). Placés dans des réacteurs tournants ou à lit fluidisé, les GR sont soumis pendant de 1 à 3 heures à des gaz

industriels à forte concentration de CO_2, ce qui accélère le transfert gazeux et augmente significativement la fixation du CO_2 (Izoret et al., 2022). Pour un granulat de béton recyclé, la quantité de CO_2 fixé ainsi est d'au moins 10 kg par tonne, soit au moins 10% des émissions de CO_2 liées à la production d'une tonne de béton. L'étude des impacts environnementaux de ces procédés montre néanmoins que le retour sur investissement est fortement dépendant de la distance de transport des GR jusqu'au site de traitement (Guyard et al., 2022). La viabilité d'une telle approche dépend donc de son efficacité réelle, c'est-à-dire de la quantité de CO_2 piégée par unité de matière carbonatée. Pour maximiser celle-ci, des études en laboratoire sont nécessaires afin d'identifier les paramètres-clés et comprendre le phénomène de transfert réactif à l'échelle d'un grain centimétrique.

Dans cet objectif, l'étude présentée ici s'intéresse à des granulats « modèles » soumis en laboratoire à une carbonatation accélérée. Les expérimentations ont été effectuées sur des sphères de pâte de ciment de différents diamètres, 15 et 20 mm, qui ont été caractérisées après différentes durées en réacteur à l'aide des techniques originales, la micro-indentation et la micro-tomographie, encore peu utilisées pour l'étude de la carbonatation (Cui et al., 2020 ; Kaddah, 2022). Leur intérêt est de cartographier l'intérieur des grains donnant accès à leur état de carbonatation. Les grains ont été carbonatés en enceinte à 20°C, 65% HR et 3% de CO_2, après un étuvage de 10 jours à 40°C suivi d'une conservation à 20°C et 55% HR. Les méthodes de caractérisation sont présentées dans la suite et les conséquences du préconditionnement sur la carbonatation sont discutées.

II. PROGRAMME EXPERIMENTAL

A. Matériau, géométrie des échantillons et protocole de carbonatation

Des échantillons de pâte de ciment sphériques ont été fabriqués avec un ciment CEMI 52.5 de Villiers-au-Bouin (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). Ce ciment a une densité de 3,13 et une surface spécifique de 3900 cm^2/g. La préparation de la pâte de ciment a été effectuée avec un rapport E/C de 0,6.

TABLEAU 1. Composition chimique du ciment (%)

CaO	SiO_2	Al_2O_3	MgO	Fe_2O_3	SO_3	TiO_2	K_2O	Na_2	P_2O_3
63.70	19.60	4.50	3.90	2.30	2.60	0.20	0.70	0.13	0.20

Deux tailles de sphère (Ø = 15 et 20 mm) ont été préparées afin d'étudier l'influence du diamètre sur le processus de carbonatation des granulats. Les échantillons ont été retirés des moules en caoutchouc après 24 heures puis immergés dans de l'eau du robinet à 23 ± 1°C pendant 27 jours.

Après cette cure, un préconditionnement a été effectué avec pour objectif de réduire le degré de saturation en eau et faciliter la diffusion gazeuse. Les échantillons ont été séchés à 40°C pendant 10 jours, puis stockés dans une salle climatisée à 20°C et 55% HR jusqu'à ce que leur masse se stabilise (variation de masse inférieure à 0,05% sur 3 jours). A la fin du préconditionnement, nous supposons que la pâte de ciment est à l'équilibre hydrique avec l'environnement extérieur. Les sphères ont été ensuite placées dans une enceinte climatique connectée à un réservoir de CO_2, maintenue à une

concentration en CO_2 de 3±0,5%, une température de 20°C et une humidité relative de 65±5%. Notons que cette humidité est supérieure à celle du préconditionnement. Ce dernier a surtout pour rôle de faciliter la diffusion gazeuse. La Figure 1 résume les différentes étapes du protocole.

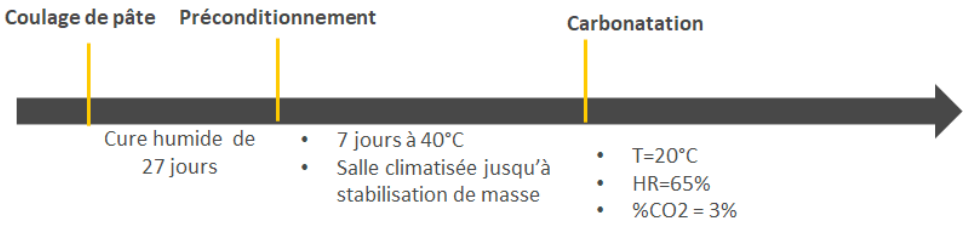


FIGURE 1. Protocole expérimental.

Dans la suite, les billes de diamètres 15 et 20 mm sont nommées respectivement PC15 et PC20. Les échéances de mesure sont nommées comme suit : C1 (avant le préconditionnement), C2 (après), C3 (2 jours de carbonatation), C4 (3 jours), C5 (4 jours), C6 (14 jours), C7 (22 jours), C8 (47 jours).

B. Méthodes de caractérisation des billes

- Analyse thermogravimétrique (ATG)

L'analyse thermique a été réalisée à l'aide d'une microbalance NETZSCH. Pour chaque échéance de caractérisation, une sphère a été écrasée puis tamisée à 80 µm. Un échantillon d'environ 100 mg prélevé dans le tamisât a été suspendue à la balance dans un creuset en alumine puis chauffé avec une vitesse de 10°C par minute sous flux d'azote entre 20 à 1000°C. La perte de masse associée à la décarbonatation a été déterminée par différences de masse entre deux températures définies par les extrémités des pics caractéristiques de la courbe DTG (entre environ 500°C et 900°C).

- Micro-indentation

Un testeur de micro-dureté numérique Fischer (FISCHERSCOPE HM2000) a été utilisé pour évaluer la dureté superficielle d'échantillons de pâte. A chaque échéance de caractérisation, une bille a été sciée en son milieu et une des demi-sphères ainsi obtenue a été soumise au test de micro-indentation. Avant le test, la demi-sphère a été soigneusement polie pour répondre aux critères expérimentaux du testeur. Initialement positionné au centre de la demi-sphère (abscisse X = 0 mm), le pénétrateur se déplace ensuite vers le bord de l'échantillon (abscisse X = 7,5 ou 10 mm). Le long de cette trajectoire linéaire, une indentation est réalisée tous les 0,1 mm. A chaque indentation, une force de 300 N est appliquée pendant 10 secondes et la mesure de la profondeur atteinte par le pénétrateur permet de caractériser la dureté de l'échantillon à cet endroit précis. Le résultat d'un essai est un profil de micro-dureté.

- Micro-tomographie

Certaines billes PC15 et C20 ont été collées sur les supports montrés sur la Figure 2 avant le préconditionnement puis ont subi tout le protocole résumé sur la Figure 1. A chaque échéance Ci, la bille et son support sont imagés par micro-tomographie à l'aide d'un appareil XRADIA Micro XCT-400. Le tube à rayons X fonctionne à 135 kV et 60 µA. Au total, 1080 projections sont acquises par le détecteur. Dans ces conditions, la résolution est d'environ 10 µm (taille d'un côté de voxel). Cette résolution a été jugée suffisante pour mettre en évidence les variations de densité dues à la

carbonatation. Les images ainsi obtenues ont une taille de 2048^3 codées en16 bits soit environ 17 Go. Le traitement des histogrammes de niveaux de gris est présenté dans la partie III.B.

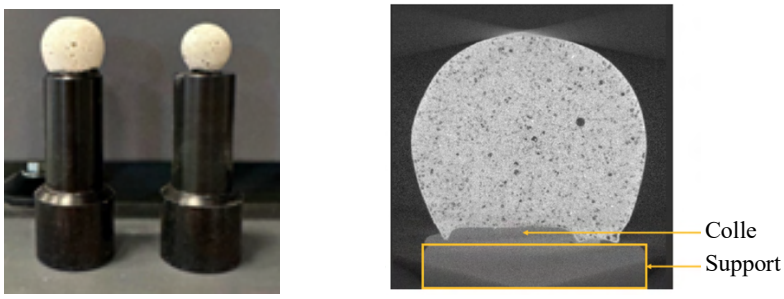


FIGURE 2. Vue des billes collées sur les supports utilisés pour la tomographie (gauche) et section d'une bille de 20 mm de diamètre obtenue par tomographie (droite).

III. RESULTATS

A. Résultats à l'échelle de la bille

L'étuvage à 40°C suivi de la conservation à 20°C pendant 20 jours au total conduit à une perte de masse d'environ 20%, ce qui correspond à un degré de saturation en eau moyen des billes de 30% (Fig. 3). Les variations de masse sont quasiment identiques pour les deux diamètres pendant le préconditionnement, ce qui est surprenant car le séchage devrait être environ deux fois plus rapide pour la bille de 15 mm (dans le cas d'un transfert purement fickien). Cette absence d'effet d'échelle peut s'expliquer en partie par la géométrie non parfaitement sphérique des billes (figure 2). Le séchage dans l'étuve ventilée est peut-être dû également à une convection en surface.

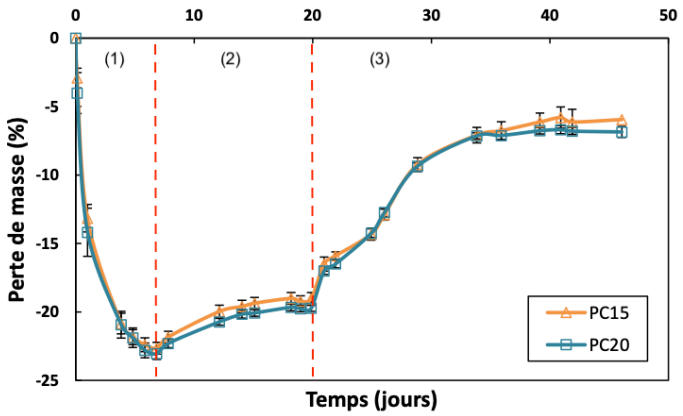


FIGURE 3. Variation de masse des billes pendant l'étuvage à 40°C (1), la conservation à 20°C (2) et la carbonatation (3).

Pendant la phase de carbonatation, de 20 à 48 jours, la prise de masse relative liée à la fixation du CO_2 ne dépend pas du diamètre. Comme nous en discuterons dans la suite, une même prise de masse relative en cours de carbonatation pour les deux diamètres semble indiquer une carbonatation uniforme.

Les résultats de l'ATG confirment que les billes PC15 et PC20 se carbonatent de la même manière, car, après 15 jours, elles ont fixé au total une quantité d'environ 250 g de CO_2 par kg de pâte étuvée à 950°C (Fig. 4). Notons que la masse à 950°C sert de référence car la matière est, après cette perte au feu, totalement déshydratée et décarbonatée, dans un état donc invariant en cours de carbonatation.

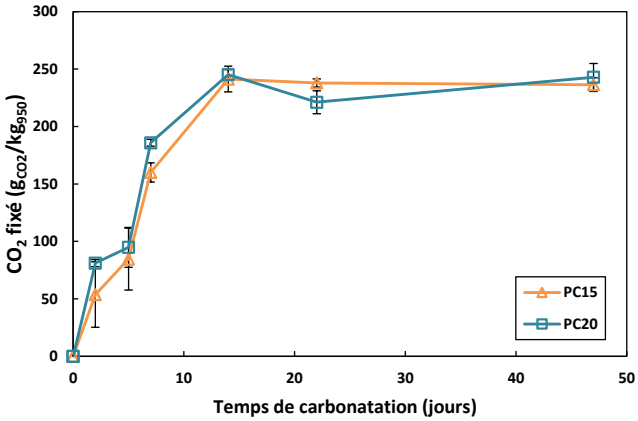


FIGURE 4. Evolution de la quantité de CO_2 fixé par les billes pendant la carbonatation déterminée par ATG.

A partir des résultats de l'ATG, il est possible de calculer le taux de carbonatation, c'est-à-dire le rapport de la masse de CO_2 fixée et la masse de CO_2 que pourrait fixer la pâte si l'ensemble des éléments carbonatables (dont Ca et Mg) était carbonaté. Après estimation de cette masse théorique à partir de la composition élémentaire du ciment (Tableau 1) et de l'équation proposée par (Zhan et al., 2016), on obtient un taux de carbonatation d'environ 45% pour les deux tailles de billes. Après 14 jours, le taux n'évolue plus (Fig. 5). Ce plafond est a priori dû à l'inaccessibilité des oxydes de calcium ou magnésium. Rappelons que les réactions de carbonatation ont lieu dans l'eau interstitielle. Pour un degré de saturation en eau de 30%, une partie de la phase solide ne peut pas être dissoute.

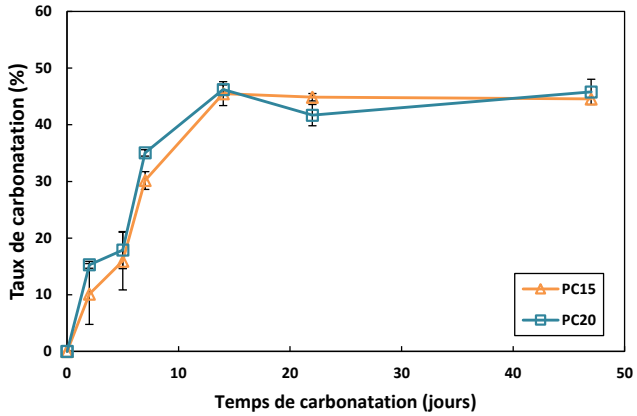


FIGURE 5. Évolution du taux de carbonatation des billes pendant la carbonatation.

B. Profils de carbonatation

- Micro-indentation

Les profils de dureté ne sont pas modifiés par le préconditionnement (Fig. 6). En revanche, la dureté augmente fortement dans les billes en cours de carbonatation, puisqu'en moyenne elle est multipliée par au moins deux après 14 jours en enceinte. Les carbonates de calcium ont de fait une dureté plus élevée que celle des hydrates comme les CSH. Sur la Figure 6 (droite), les résultats en fonction du temps mettent bien en évidence que, si la dureté est plus élevée en moyenne, la dispersion augmente aussi pendant la carbonatation. L'indenteur est appliqué sur une ligne droite tous les 0,1mm. La formation des carbonates de calcium vient créer localement une augmentation de dureté, mais les minéraux nouvellement formés ont une dimension inférieure au pas d'avancement de l'appareil. Cela va aussi dans le sens d'une carbonatation non complète de la pâte. Précisons tout de même que la dispersion de dureté initiale est due à un degré d'hydratation sans aucun doute inférieur à 1 et à une différence de dureté des différents hydrates.

Les profils de dureté mettent en évidence une carbonatation uniforme des billes après 14 jours. Il y a très peu de différence entre les duretés moyennes en peau des billes et plus au cœur. Dans le cas du diamètre 20 mm, les profils sont un peu plus pentus, notamment entre 0 et 3 mm de rayon. Les profils confirment les évolutions de masse ou les ATG puisqu'après 14 jours de carbonatation les évolutions observées sont minimes.

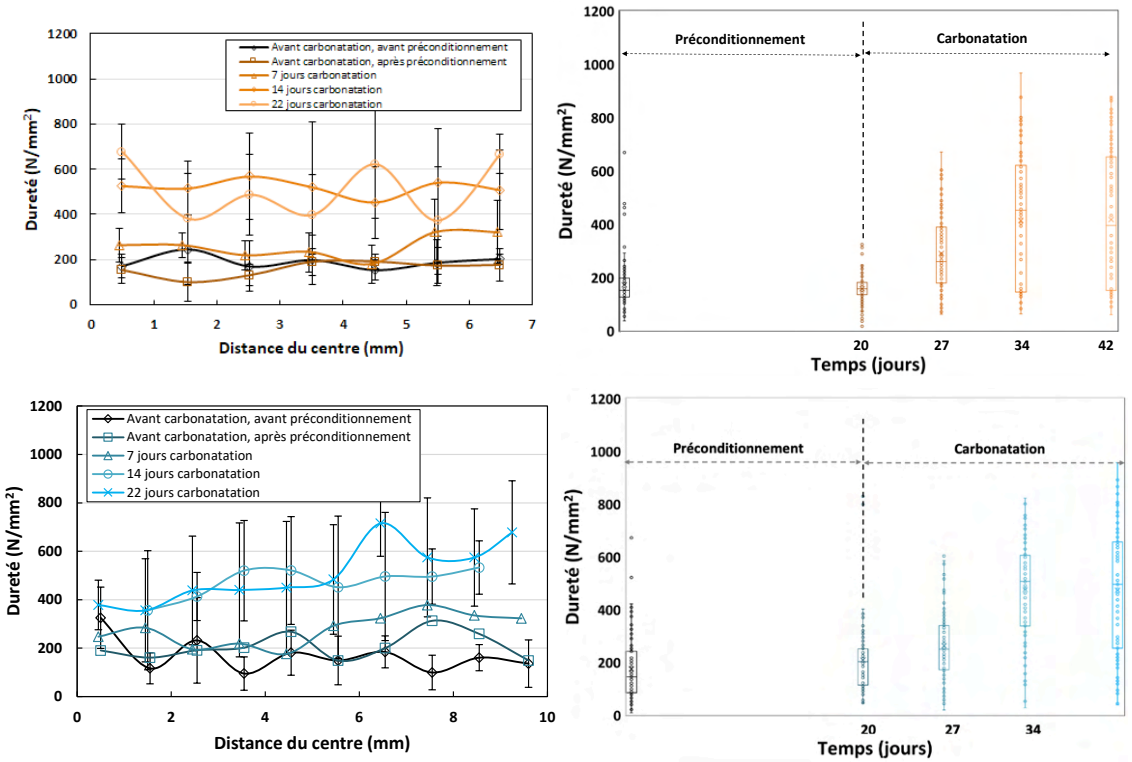


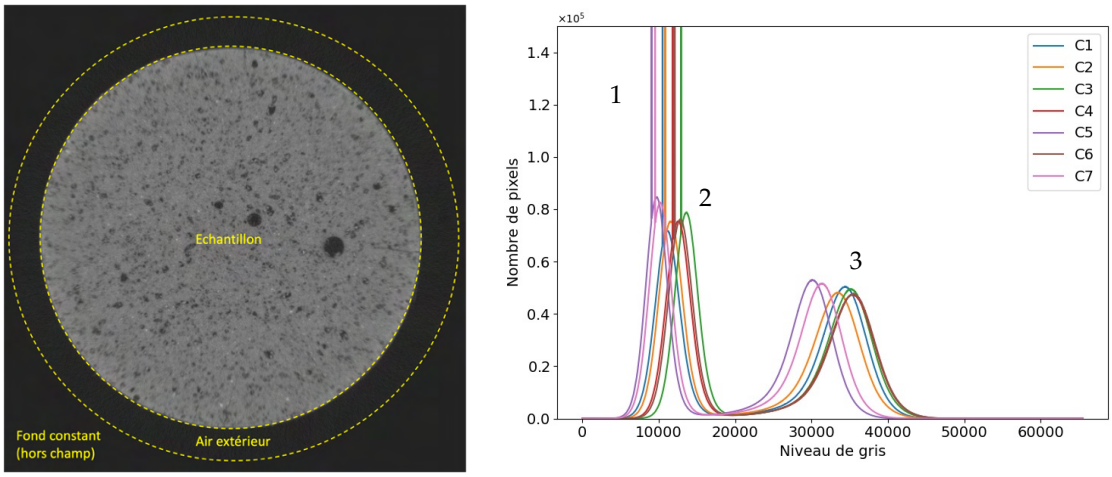
FIGURE 6. Profils de dureté (à gauche) et duretés dans les billes à différentes échéances (à droite) pour les deux tailles : Ø = 15 mm en haut et Ø = 20 mm en bas.

- Tomographie

Recalage des niveaux de gris

La tomographie aux rayons X permet de reconstruire un volume à partir des projections des coefficients d'atténuation des rayons X traversant un milieu. Lors de la reconstruction, les valeurs d'atténuation sont converties en niveau de gris (généralement codés en entiers non signés sur 16 bits) à l'aide d'une transformation linéaire qui peut être différente pour chaque image. Il est donc nécessaire de transformer les niveaux de gris avant de pouvoir réaliser des comparaisons quantitatives entre différentes images. Par exemple, (Kim et al., 2020) proposent une méthode pour estimer les coefficients d'atténuations à partir des niveaux de gris et des coefficients d'atténuation de constituants connus présents sur les images. Nous proposons ici une approche plus simple qui consiste à déterminer la transformation linéaire permettant de superposer les pics de niveaux de gris qui sont a priori constants entre les différentes échéances.

Pour illustrer notre propos, la Figure 7 présente les histogrammes bruts calculés sur la série d'images de l'échantillon PC15. Les trois pics visibles correspondent au niveau de gris hors-champ (fond constant) (1), au pic de porosité/air extérieur (2) et au pic de la pâte (3), comme illustré sur la Figure 7 (a). A noter que l'on ne distingue pas le pic du support et de la glue du fait du faible nombre de voxels de ces phases par rapport aux autres. Il est néanmoins possible de détecter le pic du support plastique si l'on se restreint à un petit sous volume. A priori, seul le pic de l'échantillon va évoluer au cours du temps à cause du séchage et de la carbonatation, l'écart relatif entre les autres pics devrait ainsi rester constant d'une échéance à l'autre. La méthode de recalage consiste alors à calculer l'écart entre deux pics de référence sur une image et à transformer les niveaux de gris des autres images de manière à ce que cet écart reste bien constant. Une translation est ensuite appliquée afin de caler un des pics choisis sur une valeur fixe afin de pouvoir réaliser une comparaison entre les images.



(a) (b)

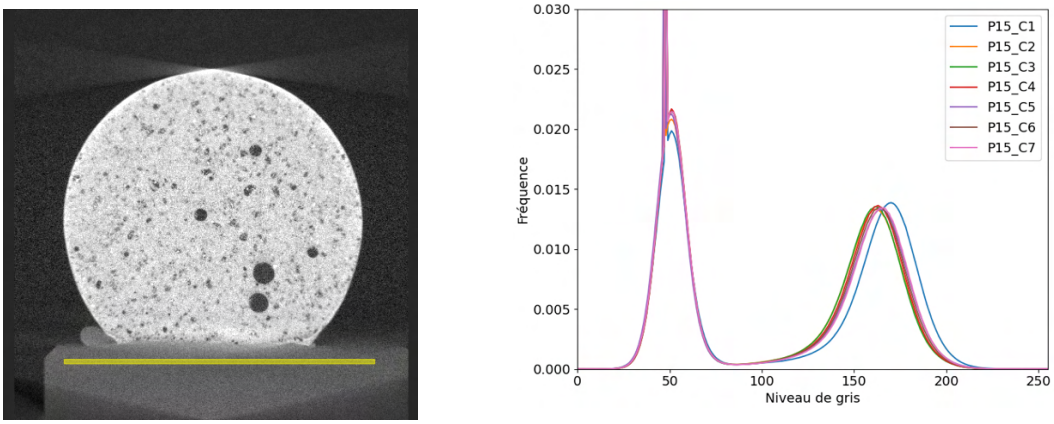
FIGURE 7. Coupe (xy) de la bille PC15 à l'échéance C1 (a) et Histogrammes bruts des images de la bille PC15 pour l'ensemble des échéances (b)

Connaissant deux pics de références P_0^{ref} et P_1^{ref}, déterminés par exemple sur la première image de la série, et deux pics P_0 et P_1 sur l'image en cours $I(\boldsymbol{x})$, la valeur $I'(\boldsymbol{x})$ du niveau de gris après transformation au point $\boldsymbol{x}$ sera alors

$$I'(\boldsymbol{x}) = a\, I(\boldsymbol{x}) + b$$

Avec $a = \frac{P_1^{ref} - P_0^{ref}}{P_1 - P_0}$ et $b = C - aP_p$

Nous choisissons ici de recaler tous les pics de porosité P_p sur la même valeur $C = 17500$. Les deux pics de références sont choisis de manière à minimiser le coefficient de variation (rapport écart-type sur moyenne) de la localisation des pics constants (i.e. fond constant, porosité et support) sur la série d'image. Dans notre cas, le minimum de variation est obtenu en utilisant comme références le pic de porosité et celui du support plastique mesuré dans un sous-volume identique pour toutes les images (Figure 8 (a)). La détermination précise des pics est réalisée par un algorithme de détection de maxima locaux après un filtrage gaussien de l'histogramme d'écart type $\sigma = 4$.



(a) (b)

FIGURE 8. Sous-volume (en jaune) utilisé pour déterminer le pic de niveau de gris du support plastique (coupe xz) (a) et Histogrammes de l'échantillon PC15 après recalage (b)

Les images transformées sont ensuite converties en entiers sur 8 bits. La Figure 8 (b) présente les histogrammes obtenus. On constate un très bon recouvrement des pics de porosité.

Résultats

Afin de pouvoir réaliser des mesures sur les séries d'images, il est nécessaire de différencier les voxels qui sont à l'intérieur (aussi appelé masque binaire) de ceux qui sont à l'extérieur de l'échantillon. Pour se faire, un seuillage suivi d'un filtrage puis d'un remplissage des pores est réalisé. Ce masque binaire permet en outre de calculer la carte des distances qui est une image dont la valeur des voxels représente la plus courte distance au fond.

Grâce à ces deux images, il est possible de déterminer les évolutions de la dynamique de niveaux de gris en fonction de la distance au bord pour les différentes échéances. Dans la Figure 9 sont présentées les évolutions du niveau gris moyen en fonction de la distance à la surface de l'échantillon. Au cours de la phase de préconditionnement, de l'échéance C1 à C2, les niveaux de

gris moyens diminuent avec la baisse globale de teneur en eau. On remarque que, pour les deux billes de 15 et 20 mm de diamètre, la forme du profil reste inchangée, ce qui témoigne d'une évolution uniforme du matériau. En cours de carbonatation, les niveaux de gris moyens ré-augmentent progressivement vers l'état avant préconditionnement (voire au-delà dans le cas de l'échéance C8, après 47 jours de carbonatation, pour la bille PC20), ce qui traduit une augmentation de la densité moyenne dans l'échantillon. Là encore, la forme des profils ne change pas au cours du temps. Nous en déduisons que la carbonatation des billes est uniforme. Les profils de la bille PC15 présentent des niveaux de gris plus élevés en peau (sur le premier mm) dès le début de préconditionnement (C1). Cette forme de profil est plus difficile à interpréter. La peau des billes est peut-être plus dense à cause d'effets d'interface entre le moule et le matériau pendant la première journée après la fabrication. On peut aussi suspecter une meilleure hydratation du ciment en peau due à l'immersion dans l'eau pendant les 27 jours de cure.

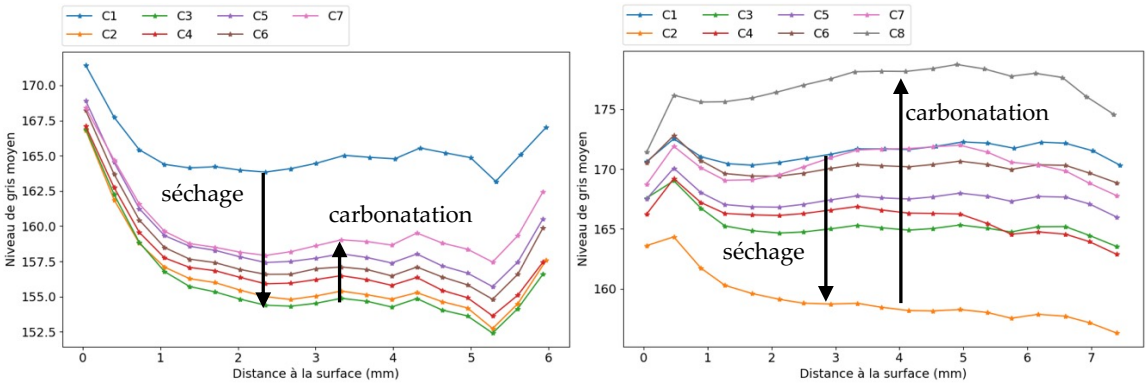
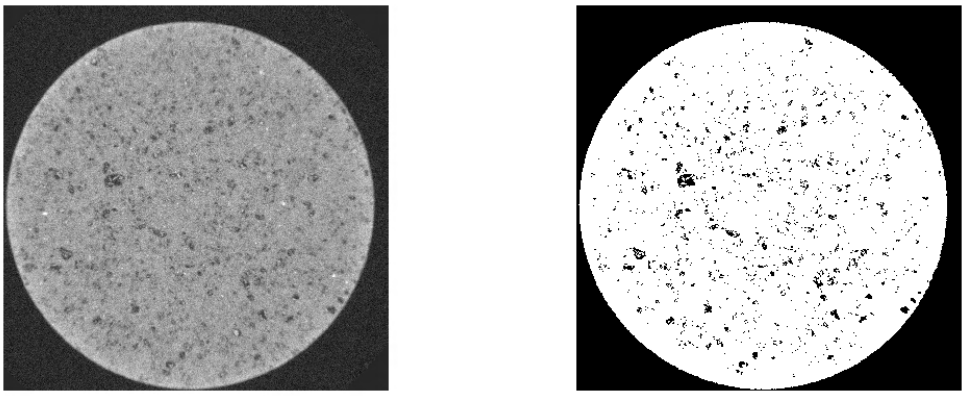


FIGURE 9. Évolution du niveau de gris moyen en fonction du rayon pour les échéances de l'échantillon PC15 (a) et PC20 (b)

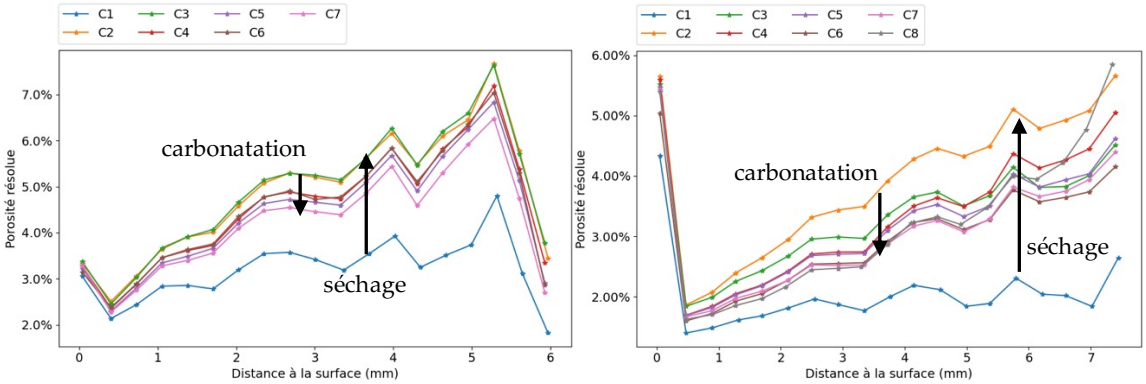
La taille d'un côté de voxel des images étant d'environ 20 µm (après redimensionnement), il est impossible de segmenter l'ensemble de la porosité de l'échantillon. On fait ici le choix de séparer les voxels sur la base d'un seuil de 120 qui correspond visuellement à la porosité interne résolue, ou en tout cas à des voxels contenant plus d'air que de solide (Figure 10). Notons que ce seuil correspond à un écart d'environ -2σ par rapport au pic de la gaussienne qui approxime le mieux le pic du solide de l'échantillon le plus sec (échéance C2). L'évolution de la porosité ainsi segmentée en fonction de la distance à la surface est présentée dans la Figure 11 pour l'ensemble des échéances. Lors du préconditionnement (noté « séchage » sur la figure), cette porosité augmente, ce qui s'explique simplement par une baisse de saturation en eau des pores visualisés sur l'image (de taille supérieure à 20 µm), plutôt qu'une augmentation réelle de la porosité. En cours de carbonatation, la porosité segmentée a tendance à diminuer, de manière assez uniforme dans les billes. Cette diminution peut s'interpréter comme l'apparition des carbonates de calcium qui ont tendance à colmater progressivement les pores du matériau en cours de carbonatation (d'où une augmentation des niveaux de gris). Une évolution de la porosité déterminée par une méthode plus classique, comme l'imbibition d'eau sous vide, nous permettrait d'aller plus loin dans cette interprétation.

Soulignons que les variations de teneur en eau en cours de carbonatation pourraient aussi modifier ces profils de niveaux de gris (comme observé pendant le préconditionnement).



(a) (b)

FIGURE 10. Section de l'échantillon PC15 à l'échéance C2 (a) et image binarisée (seuil 120) (b)



(a) (b)

FIGURE 11. Évolution de la porosité résolue en fonction du rayon pour toutes les échéances de l'échantillon PC15 (a) et PC20 (b)

III. DISCUSSION

Micro-tomographie et micro-indentation sont des techniques bien adaptées pour l'obtention des profils, difficiles à déterminer aux dimensions des GR avec des méthodes plus classiques comme le grignotage associé à l'ATG (Younsi et al., 2022). La première permet un suivi non-destructif d'un même échantillon en cours de carbonatation. La principale précaution à prendre est la présence de marqueurs de référence dans l'image permettant de recaler facilement les histogrammes de niveaux de gris, sans quoi le traitement des images s'avère compliqué et leur interprétation sujette à caution. La micro-indentation est une technique destructive qui nécessite plusieurs échantillons à prélever pour un suivi dans le temps. Une préparation rigoureuse de la surface des échantillons à indenter est également nécessaire. Un traitement plus poussé des profils de dureté, basé sur la connaissance des duretés de chaque minéral, permettrait d'aller plus loin dans l'analyse des résultats.

Dans l'étude présentée ici, ces deux techniques s'accordent sur le fait que la carbonatation se fait de manière quasi-uniforme pendant environ 14 jours, ce que laissaient supposer le peu de différences de prises de masse ou de quantités de CO_2 piégé entre les deux diamètres étudiés. Cette absence d'un « front de carbonatation » permet d'avancer un scénario concernant le transfert réactif du CO_2. Pour le faible degré de saturation en eau obtenu à l'issue du préconditionnement, le CO_2 diffuse rapidement et vient saturer le volume des vides des billes avant d'être consommé par la matière. Contrairement au scénario classique utilisé pour les structures en béton, la vitesse de carbonatation n'est donc pas limitée par la diffusion gazeuse mais par les réactions chimiques.

Toutes les méthodes de caractérisation montrent que la carbonatation s'arrête à partir de 14 jours environ pour plafonner à un taux de carbonatation inférieur à 50%. Cela confirme qu'à faible saturation en eau, une partie de la matière carbonatable n'est pas accessible au CO_2 (Boumaaza et al., 2020). Cela va aussi dans le sens des conclusions de (Zajac et al., 2022) montrant qu'une carbonatation « complète » d'une pâte de ciment ne peut être obtenue qu'après broyage et immersion dans une solution saturée en carbonate.

IV. CONCLUSION

Des expérimentations en laboratoire sur des échantillons de pâte de ciment de géométries sphériques ont été menées pour comprendre le phénomène de carbonatation à l'échelle d'un granulat de béton recyclé de taille centimétrique. Ces expérimentations nous ont permis de tester de nouvelles méthodes de caractérisation, la micro-tomographie et la micro-indentation. Même si elles nécessitent de prendre quelques précautions du point de vue de la préparation, du traitement des données et de l'interprétation des résultats, ces techniques se sont révélées bien adaptées pour la cartographie de la carbonatation à l'intérieur des granulats étudiés. Ces données s'avèrent précieuses car elles confirment le résultat de simulations numériques (Turcry et al., 2023) : les granulats recyclés dans un état initial relativement sec (i.e., degré de saturation en eau d'environ 30%) doivent se carbonater de manière uniforme, avec un contrôle de la vitesse par les réactions chimiques. L'étude sera poursuivie avec le même protocole cette fois sur des billes n'ayant pas subi de préconditionnement avant carbonatation accélérée. Ces recherches sont indispensables pour valider le procédé de piégeage du CO_2 par carbonatation des granulats recyclés.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'ANR pour le financement du projet CO_2NCRETE. Nous remercions également M. François Bertrand de l'Ecole Centrale de Nantes pour la réalisation des images tomographiques.

REFERENCES

M. Boumaaza, B. Huet, Ph. Turcry, A. Aït-Mokhtar. (2020). The CO_2-binding capacity of synthetic anhydrous and hydrates: Validation of a test method based on the instantaneous reaction rate. Cement and Concrete Research, 135. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106113

D. Cui D, X. Zuo, K. Zheng, S. Talukdar. (2020). Tomography-Based Investigation on the Carbonation Behavior through the Surface-Opening Cracks of Sliced Paste Specimen. Materials, 13(8). https://doi.org/10.3390/ma13081804

P. Guyard, M. Saade, A. Feraille. (2022). Carbonatation accélérée de granulats de béton recyclés quels bénéfices environnementaux ? *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(3), 117-131. https://doi.org/10.26168/ajce.40.3.10

G. Habert, S.A. Miller, V.M. John, J. L. Provis, A. Favier, A. Horvath, K. L. Scrivener. (2020). Environmental impacts and decarbonization strategies in the cement and concrete industries. *Nature Review Earth & Environment*, 1, 559–573. https://doi.org/10.1038/s43017-020-0093-3

Y. Hou, P.Y. Mahieux, Ph. Turcry, J. Lux, jerôme, A. Aït-Mokhtar, A. Nicolaï. (2022). Plateforme de recyclage de déchets inertes du BTP : un puits de carbone « gris »? *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(1), 96-99. https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.24

L. Izoret, L. Barnes-Davin. Y.-P. Jacob, X. Guillot, V. Meyer, J. Jeong, A. Cudeville. (2022). PN FastCarb Carbonatation accélérée des bétons de démolition : bilan des carbonateurs industriels et pilote. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(3), 82-92. https://doi.org/10.26168/ajce.40.3.17

F. Kaddah. (2022). Étude multi-échelles de la carbonatation des granulats de béton recyclé : nouvelles méthodes de caractérisation et modélisation. *Thèse de doctorat*, Ecole Centrale de Nantes.

J.-S. Kim, K. S. Youm, J.-H. Lim, T.-S. Han. (2020). Effect of carbonation on cement paste microstructure characterized by micro-computed tomography. Construction and Building Materials, 263. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120079

A. Leemann, B. Münch, M. Wyrzykowski. (2023). CO_2 absorption of recycled concrete aggregates in natural conditions, *Materials Today Communications*, 36. https://doi.org/10.1016/j.mtcomm.2023.106569.

J.M. Torrenti. (2022). Introduction, Special Issue PN Fastcarb. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(3). https://doi.org/10.26168/ajce.40.3.1

Ph. Turcry, B. Huet, J. Mai-Nhu, P.-T. Mahieux, T. Pernin. (2023). Modelling of the CO_2 uptake by recycled concrete aggregates. *The International RILEM Conference Synercrete*, Milos, Greece.

A. Younsi, Ph. Turcry, A. Aït-Mokhtar. (2022). Quantification of CO_2 uptake of concretes with mineral additions after 10-year natural carbonation, Journal of Cleaner Production, 349. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.131362

M. Zajac, J. Skibsted, F. Bullerjahn, J. Skocek. (2022). Semi-dry carbonation of recycled concrete paste, *Journal of CO_2 Utilization*, 63. https://doi.org/10.1016/j.jcou.2022.102111

B. J. Zhan, C. S. Poon, C. J. Shi. (2016). Materials characteristics affecting CO_2 curing of concrete blocks containing recycled aggregates, Cement and Concrete Composites, 67, 50-59, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.12.003.

Structures

Effect of adding a CLT storey on the seismic vulnerability of an existing reinforced concrete 10 storeys building

Plassiard J.-P.[1], Jaafari C. [2], Durif S.[2], Meynadier O.[3], Capel N.[3]

[1] *Univ. Savoie Mont-Blanc, CNRS, UMR 5271, LOCIE, Le Bourget du Lac 73370, France*

[2] *INP Clermont Auvergne, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France*

[3] *Univ. Savoie Mont-Blanc, Polytech Annecy-Chambéry, Le Bourget du Lac 73370, France*

SUMMARY This article presents results found when performing both a lateral forces analysis and a spectral modal analysis on a 10 storeys reinforced concrete building situated in a seismic zone that was upgraded by adding a light storey made of Cross Laminated Timber (CLT). The objective of the study is to quantify the effect of such upgrade on the seismic vulnerability of the structure. To achieve that, the fundamental frequencies and periods of the existing and modified building were compared in addition to the distribution of forces in the different floors, the shear, normal force and moment at the base of the structure. Furthermore, lateral displacements of the different floors were quantified in order to assess the impact that a light floor addition could have on earthquake induced pounding between adjacent buildings.

Key words seismic vulnerability, adding floors, multimaterials

Presentation type oral presentation

I. INTRODUCTION

High rise buildings were developed as an attempt from engineers to create more space in highly dense cities where there is a lack of space. To overcome this lack of urban space, more and more engineers and architects are intending to add floors to existing buildings. Such solution can be seen as convenient and appears to be less costly than demolishing and rebuilding entire buildings. It also presents the advantage of preserving historic buildings as part of rehabilitation programs. Such rehabilitation involves performing a preliminary in-depth diagnosis in order to determine the material characteristics of the old buildings to be upgraded using either destructive or nondestructive methods [(Gentile et al); (Azenha et al., 2010); (Ozcelik et al., 2022); (Ranaweera et al., 2021)] ., 2007. Existing buildings could not be initially designed to receive additional floors and current design codes do not give detailed guidelines on how to design added floors in a way not to alter greatly the mechanical behavior of the existing building. Another question arises regarding the impact of such upgrade on the seismic behavior of the structure. Regarding that, few requirements are given by Eurocode 8 (Standard, B. (2005)) and AFPS guidelines (Balgiu et al., 2014). Among given recommendations, we can find the idea that the added floor should have a mass less than 10 % of the mass of the top floor to not increase the seismic vulnerability of the

structure which is pretty restrictive when the addition of a floor is considered. Another recommendation proposes a criterion which is more suited to elevation (Balgiu et al., 2014) . It consists in stating that the increase in seismic vulnerability will be considered acceptable if the difference before and after the construction works remains below 10 % for the fundamental period, the solicitations at the base and the displacements at each floor. It should also be pointed out that no precise requirements are given in the design codes regarding the effect of using added floors made of different materials than the existing structure.

For buildings showing stiffness changes with height, the definition of a global behavior coefficient is for instance proposed (Corvez et al., 2016). However, the value that needs to be assigned in the case of multistorey buildings made of different materials is not clearly defined. It is also still unclear how the different parts of the building made of different materials interact with each other. In fact, such interaction may reduce the effective ductility of the structure and prevent the theoretical behavior coefficient from accurately accounting for the real behavior of the structure. To overcome this lack of knowledge, many research projects are undergoing to try to understand the effect of adding floors of different materials on the mechanical behavior and seismic vulnerability of structures. In some pioneer research projects found in the literature, researchers have tried to discuss the possibility for the addition of floors to decrease the seismic vulnerability of structures if the choice of material used in the added floor is made wisely [(Jančar et al., 2016), (Zafirov et al., 2021)].

The present article presents preliminary results found when studying the effect of adding a CLT storey to an existing 10 storeys reinforced concrete building. First, the geometry and material properties of the existing building are presented. Then, a comparison is made between results obtained when performing a lateral forces analysis on the existing building and on the upgraded one. The two building configurations were also studied using a modal spectral analysis with specific assumptions on material properties.

II. CASE OF STUDY

A. Project presentation

The study concerns a residential building located near Chambéry (Savoie, France). This construction was built in 1975. The frame (walls and floors) is made of reinforced concrete. The building has 10 storeys and a ground floor. Each storey has a clear height of 2,60 m and the floor thickness is equal to 20 cm. The total height is equal to 31,46 m when the acroteria are included. Each floor has the same repartition of walls and openings and the floor surface is equal to 370 m². The mass of each storey is considered to be applied at the middle height of each floor. For each intermediate floor, a surface mass of 1200 kg/m² was considered even if a lesser value of 1000 kg/m² was recommended (Balgiu et al., 2014). This choice was justified by a high density of walls on each level. On the other hand, a surface mass of 1000 kg/m² was assessed for the roof. Each floor has an equivalent mass of 444 tons, except for the roof that has a mass of 370 tons. The arrangement of walls is roughly symmetric, so that torsional effects can be neglected. As a consequence, the flexural behaviour can be considered independent in the two X and Y main directions. The flexural stiffness

is almost twice in the Y direction, compared to the X direction (Table 1). Both directions were considered in the study in order to assess the possible effect of stiffness variation.

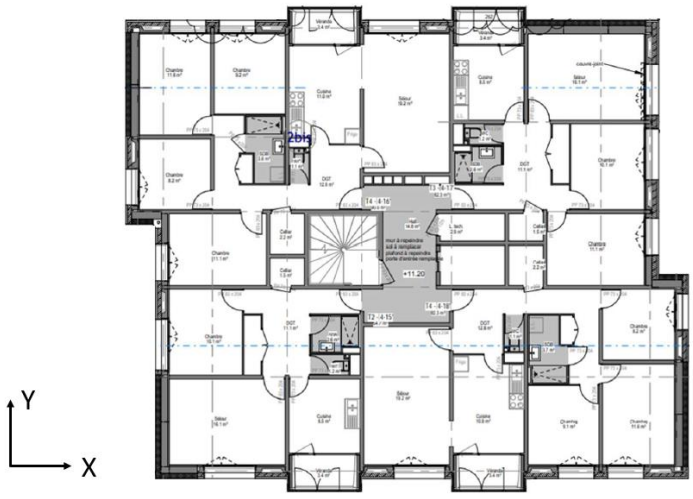


FIGURE 1. Floor plan of the existing building

The storey added on top of the existing building is made of cross laminated wood. For the sake of simplicity, the same thickness and arrangement of walls found in the existing building were applied to the added floor (Meynadier et al., 2023). Therefore, the flexural inertia of the added storey is considered to be identical to the one of the existing storeys (Table 1). The surface mass of the added storey is set equal to 300 kg/m², as proposed in (Balgiu et al., 2014) . It is assumed that the mass of the former roof is not modified by the presence of the added storey. As a consequence, the mass of the new roof is equal to 111 tons. The corresponding mass – spring models for both cases are presented in Figure 2.

TABLE 1. Flexural inertia in X and Y directions for each storey

Flexural inertia (m^4)	X direction	Y direction
Existing storey	11,36	21,47
Added storey	11,36	21,47

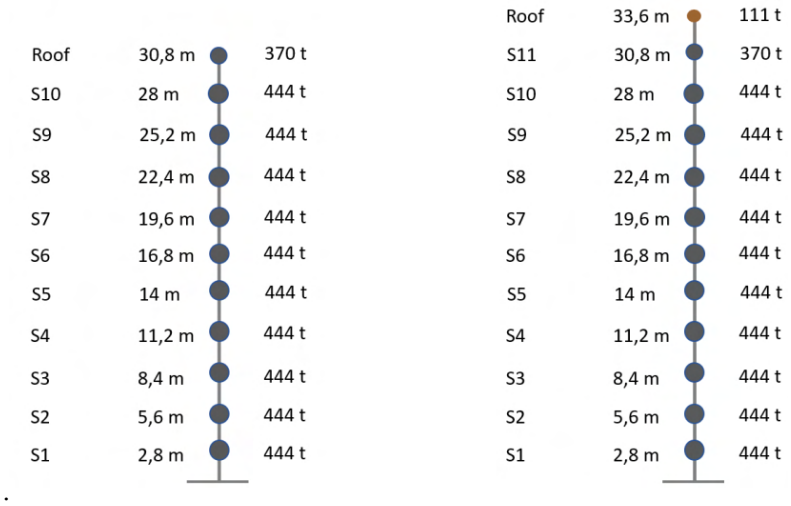


FIGURE 2. Spring – mass model for the existing building (left) and for the modified building (right)

B. Application of the equivalent lateral forces method

The building is regular in elevation. Thus, the equivalent lateral force method can be applied. Since the height of both the existing and modified buildings is higher than 28 m, the two structures belong to the importance category of high risk, which is denoted as category III (Standard, B. (2005)). The project is located in zone 4 of the seismic zoning map. The zoning and importance category of the building imply the obligation of performing a complete seismic analysis following CT AFPS 35 (Balgiu et al., 2014) and Eurocode 8 (Standard, B. (2005)) requirements. For simplicity, a behaviour factor q equal to 1,5 was considered, which corresponds to the category of moderate ductility.

The ground soil is made of non-cohesive soil, which corresponds to category D. Following the Eurocode 8 approach for an existing building located in seismic zone IV, with an importance class of III, a horizontal acceleration of 1,15 m/s² was considered (Standard, B. (2005)). Since the modified building is made of two materials, its fundamental period T_1 was computed using the Rayleigh's method. This method consists in applying an artificial horizontal gravity of 1g to each floor and to measure the horizontal displacement d of the roof floor. Then, the fundamental period is computed as :

$$T_1 = 2\sqrt{d} \qquad (1)$$

TABLE 2 . horizontal displacement of the roof floor for the existing and modified building

	X direction		Y direction	
	Existing	**Modified**	**Existing**	**Modified**
d (m)	0,538	0,643	0,285	0,341
T_1 (s)	1,467	1,604	1,068	1,168

The fundamental period T_1 of the modified structure increased in both directions in comparison to that of the initial building. Fundamental periods for the existing and modified project in both X and

Y directions are denoted as $T_{1_{exi}}^{X}$, $T_{1_{exi}}^{Y}$, $T_{1_{mod}}^{X}$ and $T_{1_{mod}}^{Y}$, respectively. These four period.s are located in the descending part of the acceleration spectrum (Figure 3). As a consequence, the acceleration to consider decreases when the configuration switches between existing to modified building. Table 3 presents solicitation values computed from the equivalent lateral forces method at the basis of both building configurations. The moderate mass added resulted in a low rise of the normal force components in both directions (Figure 4). Moreover, the corresponding increase of 2,3% is widely lower than the 10% tolerated by (Balgiu et al., 2014). On the other hand, a reduction of the shear and moment values was noticed, with a ratio of – 6,4% and – 4,0% respectively. These values are still in the range of ± 10% accorded by (Balgiu et al., 2014). But they also mean that the seismic vulnerability of the building is reduced. The lateral force is reduced for each storey in the modified building configuration which globally compensates the additional lateral force generated by the wooden storey.

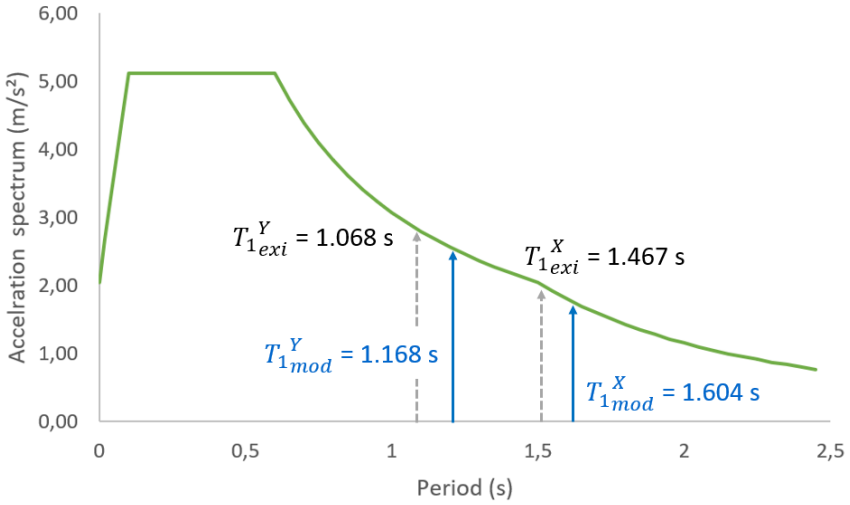


FIGURE 3. Acceleration spectrum and fundamental periods of the existing and modified building

TABLE 3. Solicitation at the basis for the existing and modified building

	X direction			Y direction		
	Existing	Modified	Difference (%)	Existing	Modified	Difference (%)
Normal Force N (kN)	48100	49210	+ 2,3	48100	49210	+ 2,3
Shear force V (kN)	5036	4712	- 6,4	6918	6471	- 6,4
Moment (kN.m)	106768	102512	- 4,0	146656	140779	- 4,0

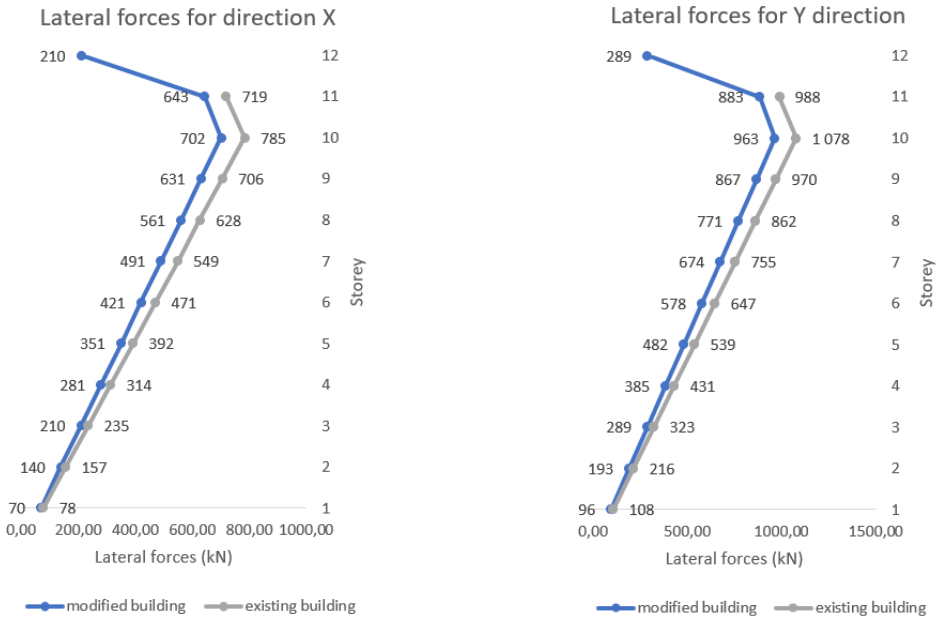


FIGURE 4. Lateral forces at each storey for the existing building and the modified building

Three aspects may explain this positive result: the added storey increases the height of the building as well as the fundamental period. As a consequence, the spectral acceleration decreases, which means that the shear force imposed to the basis of the building decreases also. It should be pointed out that the type of material used to construct the added storey has a direct impact on observed results. In fact, variations of both mass and Young modulus of the added storey plays a role on the vulnerability reduction. Further investigations are required to define which configurations can have a positive or moderate negative effect on the seismic vulnerability of the new structure due to the addition of floors (due to an adequate combination between the added part with the existing building).

C. Application of the modal response spectrum analysis

As in the previous analysis performed, the building was modelled using a mass and spring simplified model in order to perform a modal response spectrum analysis. For this type of studies, the Young modulus of concrete is usually reduced, in order to take cracks into consideration (Lestuzzi, P., & Smith, I. F. (2017)). However, a value of 30 GPa was considered here, in order to facilitate the comparison between the current and the previous method. The modal response spectrum analysis was carried out following the methodology given in Lestuzzi (Lestuzzi, 2017). Tables 4 and 5 give the natural frequencies of the initial and the modified building in both X and Y directions for the 3 first modes that are the most predominant. As shown using the lateral force method, there is a decrease of the natural frequencies due to the addition of a storey. The effective modal mass of each mode is given in Tables 4 and 5. It can be seen that the three first frequencies are sufficient to mobilize more than 90% of the total mass.

TABLE 4. Frequencies and corresponding modal masses for the existing building

	X direction				Y direction			
Mode	Frequency (Hz)	Modal mass (t)	Modal mass (%)	Cumulative modal mass (%)	Frequency (Hz)	Modal mass (t)	Modal mass (%)	Cumulative modal mass (%)
1	0,81	3082	64,1	64,3	1,12	3082	64,1	64,3
2	5,09	948	19,7	83,8	7,00	948	19,7	83,8
3	14,23	326	6,8	94,0	19,57	326	6,8	94,0

TABLE 5. Frequencies and corresponding modal masses for the modified building

	X direction				Y direction			
Mode	Frequency (Hz)	Modal mass (t)	Modal mass (%)	Cumulative modal mass (%)	Frequency (Hz)	Modal mass (t)	Modal mass (%)	Cumulative modal mass (%)
1	0,77	3136	63,7	63,7	1,07	3136	63,7	63,7
2	4,78	970	19,7	83,4	6,57	970	19,7	83,4
3	13,2	333	6,8	90,2	18,14	333	6,8	90,2

Table 6 presents the solicitation values at the basis of both the existing and modified building. An increase of +2,3% is observed for the normal component, which is consistent with the mass added by the new storey. The shear component and the moment exhibit an increase from 6,8 % to almost 10%. This result is quite different from the one obtained with the lateral forces method, as an increase of vulnerability is noticed here. The use of a standard Young modulus for concrete may explain partially this increase, but cannot be considered as the main cause. Figures 5 presents the values of the horizontal forces generated at each storey for the first mode. In both directions, the horizontal forces are quite similar for each storey. Thus, the forces mitigation observed with the lateral method does not apply here, and the shear force and moment provided by the added storey cannot be compensated.

TABLE 6. Solicitation at the basis for the existing and modified building

	X direction			Y direction		
	Existing	Modified	Difference (%)	Existing	Modified	Difference (%)
Normal Force N (kN)	48100	49210	+ 2,3	48100	49210	+ 2,3
Shear force V (kN)	11637	12434	+ 6,8	8464	9044	+ 6,8
Moment (kN.m)	268529	294764	+ 9.7	195328	214412	+ 9,7

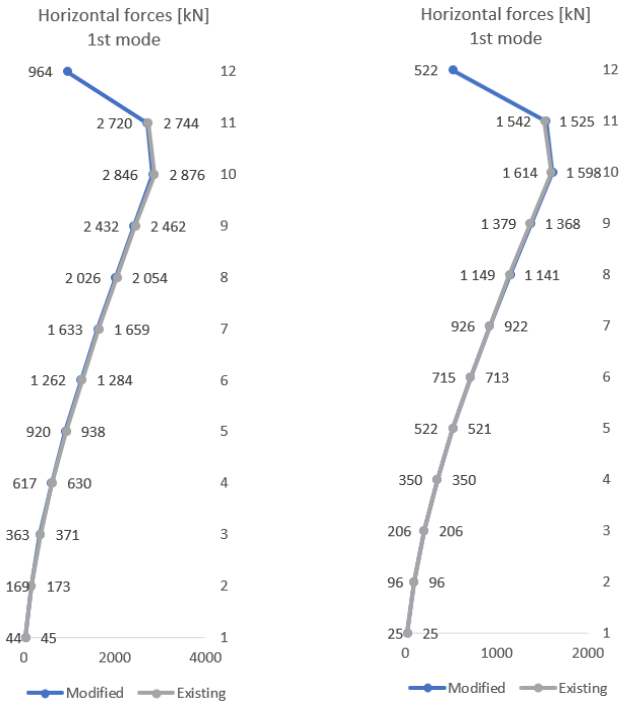


FIGURE 5. Horizontal forces for the first frequency in directions X (left) and Y (right)

This increase of solicitations may be explained by the systematic higher values of the fundamental periods, obtained using the modal analysis compared to the one computed with the lateral forces method. In the present study such periods are still located in the descending part of the acceleration spectrum. As a consequence, the slope of the curve is smoother. Moreover, the variations between the values of $T_{1_{exi}}^{x,y}$ and $T_{1_{mod}}^{x,y}$ are significantly reduced, compared to that of the previous method. This variation of fundamental period was already noticed previously (Davidovici, 2019) and shows that results provided by one method should be considered carefully for the assessment of the non-aggravation of the seismic vulnerability.

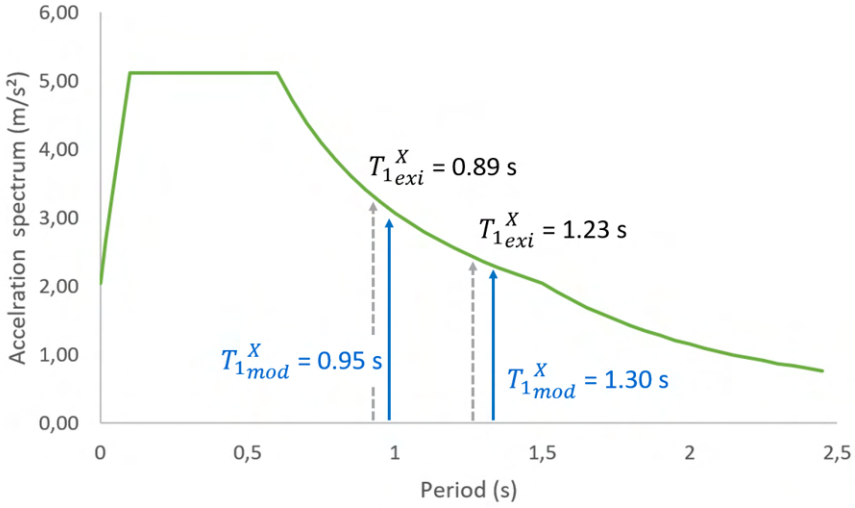


FIGURE 6. **Acceleration spectrum and fundamental periods for the existing and the modified building**

Finally, the modal shapes were drawn (Figure 7) Each of the two first mode shapes in direction X exhibits an increase of the roof displacement, that can be attributed to the height gain as well as the flexibility of the last storey. This figure illustrates also the issue that can be caused by this flexibility. This type of project cannot be considered in case of adjacent buildings, because of the risk of collisions induced by an increase of horizontal displacements due to the addition of the considered floor.

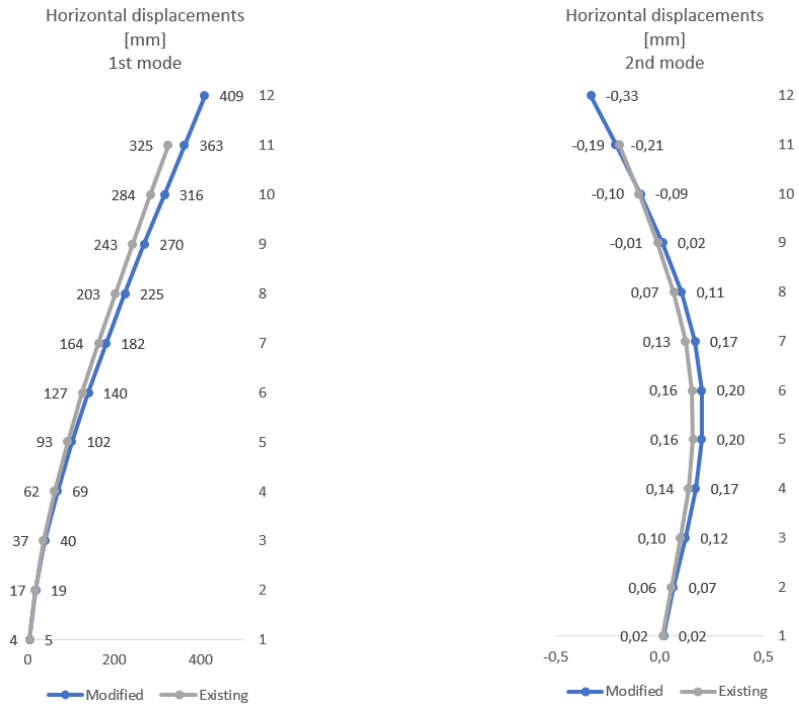


FIGURE 7. **Horizontal displacement for the three first modes in direction X**

III. CONCLUSION AND PERSPECTIVES

This case of study allowed showing the effect of adding a light floor made of CLT to an existing 10 storeys concrete building on the seismic vulnerability of the structure located in a zone of high seismic risk in France (zone 4). Results obtained using the lateral force method (the fundamental period being calculated using the Rayleigh method) are quite positive as they show that such addition not only do not increase the seismic vulnerability of the new structure but also decreases the seismic forces applied to the structure (a decrease of 6.4 % of the base shear as well as a decrease of 4 % of the moment at the basis of the structure were observed). Such decrease can be explained by the increase of the fundamental period of the structure. In fact, since the structure has a period located in the decreasing part of the acceleration spectrum, an increase of fundamental period induces a decrease of the spectral acceleration imposed to the structure. A spectral modal analysis was then performed on the structure using a simplified mass/spring approach. This time, results were less thrilling. Indeed, since the increase of fundamental period due to the added floor was not significant, an increase of base shear of 6.8 % was observed between the initial and modified building in addition to an increase of 9.7 % of the moment at the basis. The addition of the timber floor also induced an important increase in the lateral displacements of the different floors of the modified structure. Such increase can be really problematic in the case of adjacent buildings since it can induce pounding. Results observed using the modal spectral analysis should be reevaluated in future studies by considering for instance a more important behavior factor q rather than the 1.5 used to account for the ductility of timber.

This study is a starting point as it showed that adding floors to existing buildings even in seismic zones is possible. Such addition, if done using adequate materials do not necessarily increase much the seismic vulnerability of the structure. Reflections are in progress regarding the possibility for such addition to allow a decrease, or, at least a moderate increase in the seismic vulnerability of the structure for added floors of specific height and made of specific materials.

REFERENCES

Gentile, C., & Saisi, A. (2007). Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment. *Construction and building materials*, *21*(6), 1311-1321.

Azenha, M., Magalhães, F., Faria, R., & Cunha, Á. (2010). Measurement of concrete E-modulus evolution since casting: A novel method based on ambient vibration. *Cement and Concrete Research*, *40*(7), 1096-1105.

Ozcelik, O., Misir, I. S., Yucel, U., Durmazgezer, E., Yucel, G., & Amaddeo, C. (2022). Model updating of Masonry courtyard walls of the historical Isabey mosque using ambient vibration measurements. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, *12*(5), 1157-1172.

Ranaweera, J. K., & Ornthammarath, T. Estimating fundamental periods for Thai buildings using ambient vibration data with HVSR Technique. KKU International Engineering Conference 2021 (KKU-IENC2021) May 12-14, 2021 - Khon Kaen, Thailand.

Standard, B., (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part, 1, pp.1998-1.

Balgiu, A., Blas, M., Chenaf, M., Chever, L., Duhem, B., Jalil, W., Juster-Lermitte, S., Martin, P., Pillard,W., Sakji, S., Thevenin, P., Thibault, C., Valem, D. (2014). Évaluation de l'incidence des travaux sur la vulnérabilité au séisme d'un bâtiment existant – Grille d'analyse " AFPS, Cahier Technique 35.

Corvez, D., & Davidovici, V. (2016). Pratique du calcul sismique: Guide d'application de l'Eurocode 8. Editions Eyrolles.

Jančar, J., Zafirov, T., Premrov, M., Dujič, B. and Hristovski, V., (2016). Seismic resistance of existing buildings with added light timber structure stories (Doctoral dissertation, Ph. D. thesis, University of Maribor, Faculty of Civil Engineering, Transportation Engineering and Architecture, Maribor).

Zafirov, T. and Hristovski, V., (2021) Behavior of RC frame structures with added floors made of different materials subjected to seismic loadings.

Meynadier, O. & Capel, N., Surélévation en zone sismique (2024), research project, University Savoie Mont Blanc, France.

Lestuzzi, P., & Smith, I. F. (2017). Dynamique des structures: bases et applications pour le génie civil. Presses polythechniques et universitaires romandes.

Davidovici, V. (2019). Le projet de construction parasismique: Utilitaires de génie parasismique. Eyrolles.

Establishing a test-calculation dialogue for shear tests on masonry triplets.

Louis COLLIN[1,3], Fabrice GATUINGT[1], Cédric GIRY[1,2], Guillaume HERVÉ-SECOURGEON[3]

[1] *Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS, LMPS - Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay, 91190, Gif-sur-Yvette, France.*

[2] *EPF École d'Ingénieurs, Cachan, France,*

[3] *EDF R&D ERMES, Palaiseau, France,*

RESUME The development of digital image correlation techniques, particularly in the field of masonry, has allowed for the detection of crack evolution in joints and blocks over time. Recent studies further demonstrate the potential of these techniques for updating model parameters for masonry. Drawing inspiration from practices established in various mechanical domains, this article proposes an experimental-computational dialogue based on digital image correlation. In the initial phase, it serves to design and verify the experimental setup, and subsequently, it helps update and validate the parameters of the proposed model. By implementing this dialogue between experimental tests and numerical simulations, a more profound understanding of the mechanical behavior of masonry triplets should be achieved, thereby enabling improved prediction and interpretation of results.

Mots-clefs test-calculation dialogue, masonry, digital-image correlation, non-linear response

Modalité de présentation Poster

I.INTRODUCTION

The dialogue between testing and calculation serves as a bridge between numerical simulations and experimental campaigns conducted both before and after the tests. Initially, it aids in preparing for the experimental campaign by running virtual simulations, which validate the experimental setup and the entire measurement system through digital image correlation [VIT21]. An initial sensitivity analysis determines whether the experimental campaign can identify the parameters of the initially considered model. Subsequently, using displacement fields obtained through image correlation allows for the analysis and comparison of the model and calculations. Registration methods using FEMU are also possible [SOL18], offering a more detailed understanding of the behavior of the tested specimens by identifying local phenomena.

This article presents a novel approach to the dialogue between testing and calculation, utilizing digital image correlation. It begins with an explanation of the virtual design stage to facilitate the implementation of the experimental process, followed by an overview of a preliminary finite element modeling approach. Finally, the article presents the opportunities image correlation provides for model parameter identification and updates.

As a practical example illustrating this dialogue between testing and calculation, the article focuses on the shear testing of a masonry triplet. Specifically, a force F is applied to the middle block under varying levels of confinement σ to investigate the failure surface at the interface between mortar and bricks. The experimental device considered [Fig1] also allows for investigating the cyclic shear response [BAR20]. In the non-cyclic case, the vertical bar in the center is no longer necessary and will not be depicted further in the article.

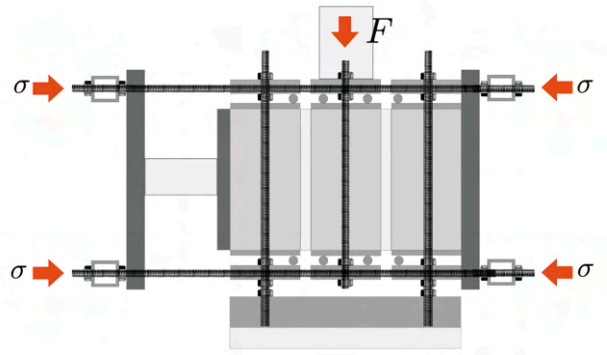


FIGURE 1.Experimental set-up according to [BAR20]

II.INTRODUCTION TO DIGITAL IMAGE CORRELATION

The emergence of Digital Image Correlation (DIC) in the early 1980s has significantly influenced the realms of solid mechanics and structural engineering. Leveraging its inherent contactless and non-intrusive attributes, DIC has emerged as an accessible, efficient, and economically viable technique [GRE12]. Particularly within masonry, DIC has proven instrumental in monitoring the

progression of crack formations within joints and blocks over time [GUE14]. This article aims to exploit the extensive kinematic data provided by DIC to facilitate quantitative analysis using identification methodologies (refer to Section 6). Recent research highlights the potential of these techniques in refining model parameters for masonry structures [SCI23].

DIC involves analyzing two images of the same object under different loading conditions. The goal is to determine a displacement field $\underline{u}(\underline{x})$ that yields the reference image f when applied to the registered image g. The method is rooted in conserving the grey level throughout the deformation process [GRE12]. As early as 1981, Horn provided a robust formulation of this concept :

$$\forall \underline{x} \in R, f(\underline{x}) = g(\Phi_a(\underline{x})) = g(\underline{x} + \underline{u}(\underline{x}))$$

where $R \subset \mathbb{R}^2$ refers to the Region of Interest (ROI), f and g to the reference and deformed images respectively. Φ_a represents the apparent sought mechanical transformation.

DIC uses an optical device called the "camera," which captures scenes by converting various quantities into grey levels through an optical system. We introduce the pinhole model for the camera, utilizing established parameters to compute the spatial position of a point in the captured image. The following section provides a detailed explanation of designing an experiment by understanding these parameters.

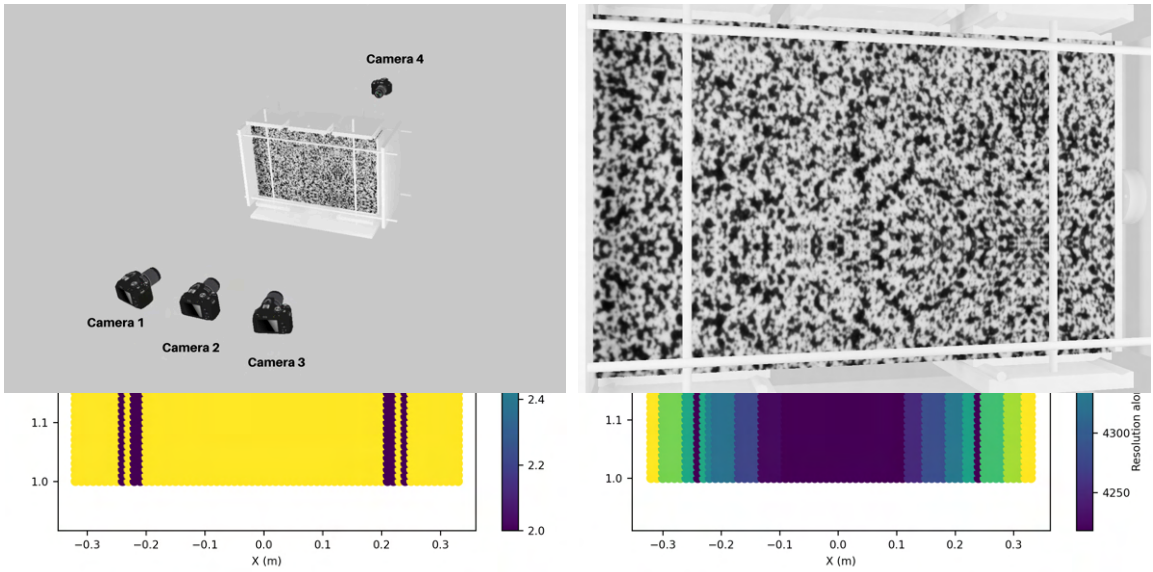
A single-camera system confines measurements to in-plane displacements and strains on a flat object. The stereo-correlation technique (3D-DIC) overcomes these constraints, facilitating the assessment of 3D displacements and 2D strains on any three-dimensional object. [GRE12] In the employed model detailed in Section IV, the assumption is made of a solely planar loading. Therefore, stereo-correlation verifies this assumption at any point during the experimental campaign.

III.VIRTUAL DESIGN

Experimental Setup Validation

An initial opportunity in implementing the virtual design of an experiment is the ability to create a precise digital model of the test area, enabling the definition and validation of all components used. For example, all components comprising the supports and the pre-tensioning system in shear testing could be examined using Blender, an open-source software [https://www.blender.org/]. Additionally, Blender facilitated the configuration of the camera setup and lighting spots [Fig2] to be used for digital image correlation during the experiment. Upon observing Figure 2, it becomes apparent that the horizontal bars intended for confinement interfere with image correlation.

Therefore, the 3D components were adjusted before machining to ensure they did not interfere with



DIC again.

FIGURE 2.View of the experimental set-up (left) - Camera 1 view (right)

Python code enables studying the optical system and camera interactions based on their positions and parameters. Specifically, it facilitates the analysis of the coverage map [Fig3], indicating whether certain areas are obscured, particularly by the steel bars of the specimen's setup. Additionally, the code can determine maximum sensitivities along the X and Y directions [Fig3-4] and the size of the smallest observable crack [Fig4]. It also serves the purpose of optimizing camera placement, mainly to avoid shadowed areas.

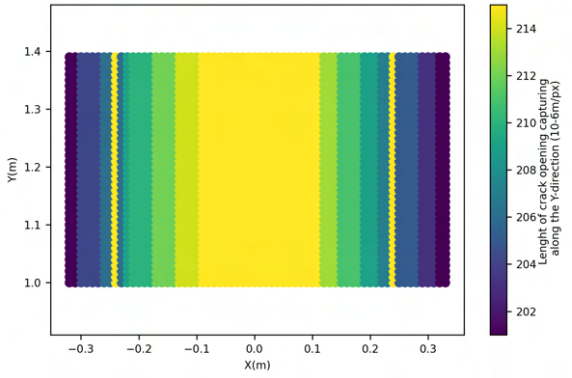


FIGURE 3.Coverage map (left) and sensitivity along the X-direction (right)

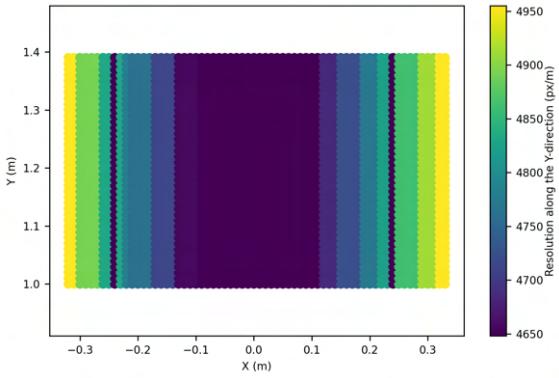
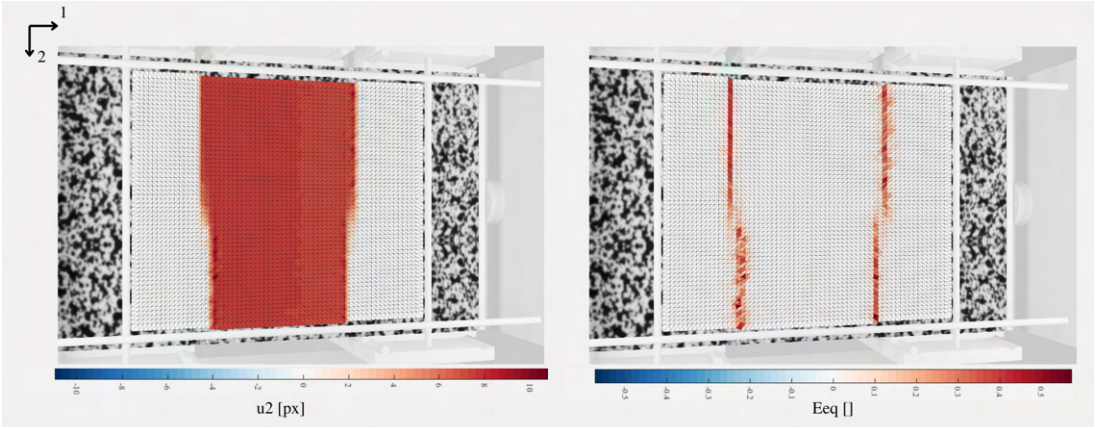


FIGURE 4.Sentitivity (left) and length of crack opening (right) along the Y-direction (right)

Virtual testing

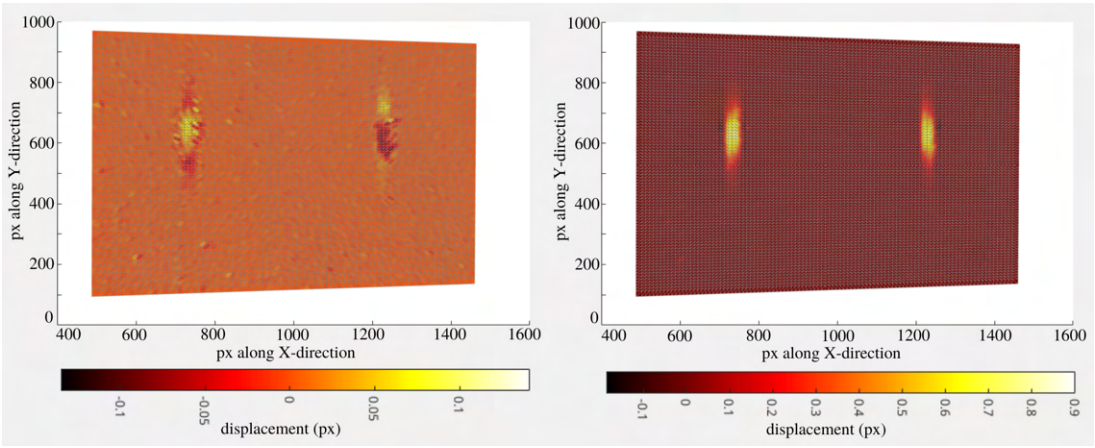
A second opportunity, as outlined by Vitse et al. [VIT21], involves conducting virtual tests on the specimen. Digital testing is performed using the previously described model, generating displacement maps for various time



intervals. Using BlenDIC, an open-source add-on for Blender [https://gitlab.com/sciviz/blendic], these maps can be imported to virtually deform the specimen (along with the applied speckle [Fig2]) while capturing these displacements through the pre-configured camera system. Consequently, virtual images are generated, replicating the expected outcomes of physically testing the specimen. These virtual images can be analyzed using Corelli [COR08] image correlation software. Several examples are presented below [Fig5].

FIGURE 5.Displacement fields virtually measured (left) and equivalent stresses within the material (right).

One approach to consider involves simulating the experiment with various parameter configurations to assess the model's sensitivity to measurements, adjusting optics, speckle, lighting, and accounting for potential measurement noise. The difference between two simulated experiments with a 10% variation in the material joint's elastic limit constraint is presented here [Fig6]. The virtual image correlation results help verify the experiment's sensitivity to this



parameter and ensure we can recalibrate it using the experimental results afterwards.

FIGURE 6.Difference between two displacement fields virtually measured along X (left) and Y (right) directions for a 10% variation in $\sigma_{t,j}$

Therefore, the virtual testing step is relevant, especially for establishing experimental plans and ensuring that all parameters are identifiable. However, its effectiveness strongly relies on the considered model. The following section introduces the selected model for simulating the shear triplet test.

IV.A FIRST MODELING APPROACH

On a micro-scale level, finite element modelling enables a detailed description of blocks and joints. At the same time, a homogenized model for the entire wall has been demonstrated by Rostagni et al. [ROS22]. Conversely, on a macro-scale, masonry walls can be simplified by representing them as assemblies of bar elements, which act as diagonal rods under compressive loads, especially in portal frame structures, as illustrated in the research by Combescure [COM96].

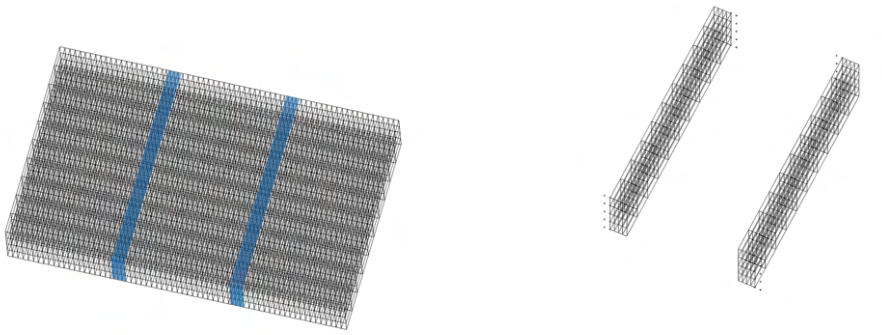
TABLE 1. Model Parameters

Parameter	E_j	ν_j	$\sigma_{t,j}$	$a_{tra,j}$	$q_{p,j}$	$c_{f,j}$	σ
Unit	Pa	/	Pa				MPa
Value	4E+06	0,13	1E+05	4E-03	6.5	2,89	0

During a shear test on a masonry triplet, our primary focus is on micro-scale modeling, using Finite Element Model Code Cast3M [https://www-cast3m.cea.fr/] The objective is to analyze the behavior of the joint elements using the non-linear Vassaux et al. model [VAS14], well-known for its adaptability in describing cyclic behavior. These joint elements exhibit elastic quasi-fragile properties, as specified in Table 1. Readers can find details regarding these parameters in [VAS14]. Parameters E_j and ν_j are typical parameters in the linear elastic behavior of a material. The introduction of non-linearity includes terms such as $\sigma_{t,j}$, representing the elastic limit; $a_{tra,j}$, controlling crack initiation energy; $q_{p,j}$, the crack closure rate; and $c_{f,j}$, the friction coefficient at the crack level. We adopt a RICRAG-type damage model [RIC10].

The parameter values used here align with those obtained experimentally by CSTB in tests on mortar elements with a similar composition and with those proposed in Concyc case-tests. These values are also consistent with what can be found in the literature. Simultaneously, we assume that the block elements remain within the linear domain. To achieve a uniform and coherent mesh at the joint level, we decide to mesh the entire structure with CUB8 elements of approximately

$5 \times 5 \times 5 mm^3$ dimensions. This corresponds to six cubic



elements within the thickness of a 3 cm joint. The resulting mesh is illustrated below.

FIGURE7.Mesh of the triplet with joint elements in blue (left) and master nodes considered for static condensation (right)

A uniform displacement is applied to the central block, from 0 to 3.5 mm at the final stage. The displacements of the blocks at the ends are numerically fixed at the level of the hinges. A uniform normal stress is finally applied along the specimen. The choice of these boundary conditions will be further discussed in section 6. The challenge at hand is to achieve a detailed analysis of the joint elements without a substantial increase in computational time. Using a model reduction technique - static condensation -solves the problem only at designated master nodes for the block elements, and the displacement at slave nodes is subsequently derived. The chosen approach involves condensing the problem at the interface between the block and joint elements and at the support and loading points. The shape of the obtained curve [Fig8] and the magnitudes align with what can be observed in the literature and our first results. By focusing on the damage map obtained at the end of imposed loading [Fig9], a distribution along the block-joint interfaces is noticeable.
This stress concentration can be mitigated by non-local regularization and by modeling the joint at the interface separately, for instance, using a joint element following a rupture law at a specified tensile threshold.

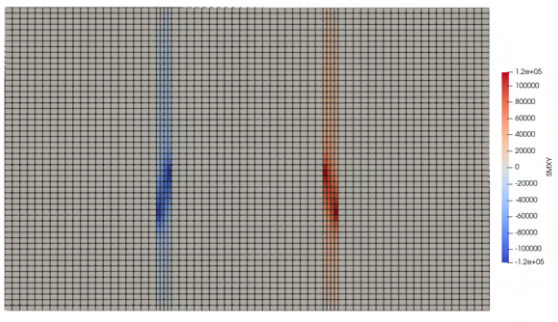
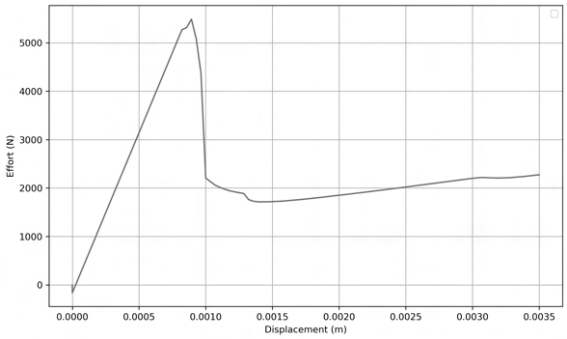
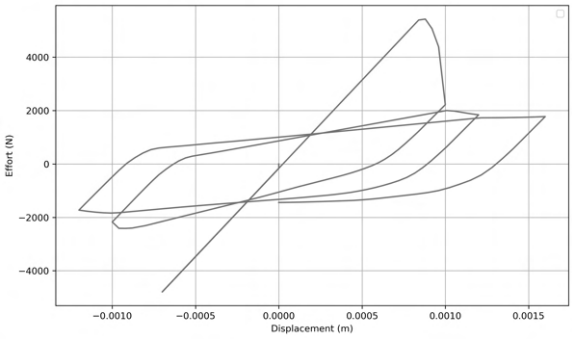


FIGURE 8.Force displacement curve for monotonic (left) and cyclic (right) triplet shear tests

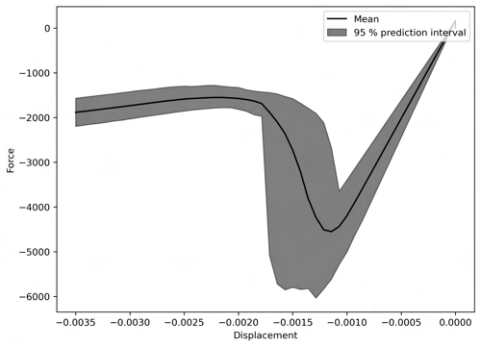
FIGURE 9.Shear stress distribution in the joint (left) and damage value (right) for a load of 4000 N.

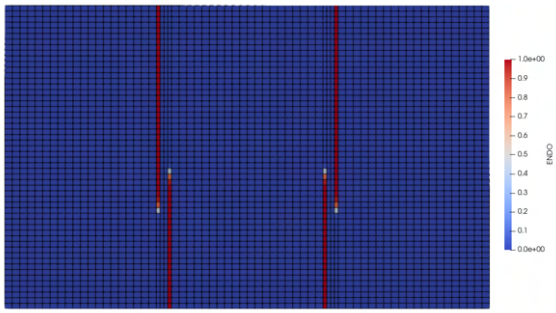
At this stage, a more traditional sensitivity analysis is also carried out to determine the impact of model parameters on the force-displacement curve. The Sobol method is utilized with 2^5samples,





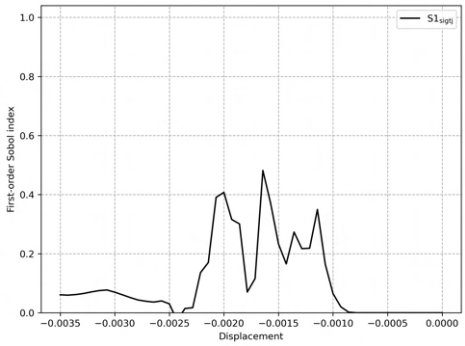
varying all parameters except for $c_{f,j}$. This yields the average curve as well as the 95% prediction interval envelope. Similar to virtual testing, we can examine the influence of the $\sigma_{t,j}$ parameter on the





overall displacement response [Fig10].

FIGURE 10.Average force-displacement curve (left) and evolution of First order Sobol Index for Sigtj parameter (right)



V.EXPERIMENTAL CAMPAIGN

It is important to note that the testing campaign is currently underway. Therefore, the planned steps are outlined here, but the first results, which will be presented in the poster, still need to be included.

Materials

Triplet tests, following the European standard [EN1052-3], were adopted as the standard method for conducting shear tests at masonry joints. Eight assemblies, each consisting of a single row of

solid concrete blocks, are tested. Each assembly [Fig11] comprised a stack of three solid blocks with dimensions of 400 × 200 × 100 mm, and their characteristics are predetermined. A 2 cm thick joint between the blocks is created using CP/CEM II B-M-32.5 R, 0/2mm sand, and water. The constructed specimens have the same dimensions (400 × 640 × 100 mm) and are then inclined at 90° for shear tests.

FIGURE 11.Conditioning of blocks (left) and triplets after fabrication (right).

Experimental Setup

Shear tests will be conducted on the Zwick Z100 universal testing machine with a 100kN load cell, coupled with a horizontal loading arrangement to apply the pre-compression load σ perpendicular





to the bed joints of the samples. Normal and shear stresses will be measured and recorded by horizontal and vertical load cells.

Loading

Tests will be performed with four different pre-compression stresses σ = 0.05, 0.10, 0.15, and 0.20 MPa. A stress cell verifies that the level of confinement remains stable until failure. The chosen pre-compression stresses are within the specified range to avoid exceeding the maximum compression strengths of the masonry. In total, four different specimen configurations are defined, and two tests will be conducted for each configuration. Table 2 summarizes the characteristics of the tested specimens and the loading levels.

Two specimens, CISAIL_9 and CISAIL_10, will also be subjected to cyclic loading to study crack opening/closing phenomena friction and identify certain parameters of the model, as suggested by S. Barattucci et al. [BAR20] and P.K. Dhir et al. [DHI22].

Experimental Results

The initial sets of triplets will undergo testing in March as part of the trial campaign. The outcomes will be presented in the context of the poster.

TABLE 2. Characteristics of the tested specimens

Test	Specimen	

	Length (mm)	Height (mm)	Thickness (mm)	σ (MPa)
CISAIL_1	400	640	100	0.05
CISAIL_2	400	640	100	0.05
CISAIL_3	400	640	100	0.10
CISAIL_4	400	640	100	0.10
CISAIL_5	400	640	100	0.15
CISAIL_6	400	640	100	0.15
CISAIL_7	400	640	100	0.20
CISAIL_8	400	640	100	0.20

VI.MODEL UPDATING

Upon completion of the experiment, image correlation provides a more profound understanding of the imposed boundary conditions and applied loading. Enforcing the observed displacements on each boundary onto the mesh makes it possible to approach the simulation conditions closer to reality. To save time, displacement fields on each mesh face can be interpolated using second-order functions.

A comprehensive understanding of the displacement field during testing enables a more accurate calibration of model parameters compared to relying solely on the experimental force-displacement curve. At this stage, Finite Element Model Updating is employed, which involves minimizing an objective cost function, such as minimizing the Frechet distance for the force-displacement curve and reducing the error in displacement at each point for the numerical/experimental displacement fields. Readers can find several applications of this method in the works of [SOL18].

Ultimately, a well-designed experimental campaign should facilitate the identification of the best-estimate set of parameters.

VI.CONCLUSION

This article explores the possibilities offered by digital image correlation for designing tests that may prove to be complex. The phase of virtual testing preceding the experiments enables the precise design of the experimental setup and ensures that the model's parameters may be identifiable through displacement field measurements. This local sensitivity analysis complements the one that can be performed by a Sobol method on the force-displacement response. Once the experiments are conducted, the data provided by conventional measurements and image correlation should allow for better simulation of real boundary conditions and precise identification of the sought-after parameter set through methods such as FEMU.

REFERENCES

[COM96] D. Combescure. (1996) Modélisation du comportement sous chargement sismique des structures de bâtiment comportant des murs de remplissage en maçonnerie. Doctoral dissertation, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris.

[EN1052-3] European Standard, DIN EN 1052-3 (2002) Methods of test for masonry, Part 3:Determination of initial shear strength

[COR08] F. Hild, S. Roux (2008) Correliq4: a software for finite element displacement field measurements by digital image correlation. Technical report, Ecole normale supérieure de Cachan

[RIC10] B. Richard, F. Ragueneau, C. Cremona, L. Adelaide. (2010) Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading: stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding. Engineering Fractur Mechanics. 77:1203-1223.

[GRE12] M. Grédiac, F. Hild. (2012) Full-field measurements and identification in solid mechanics. John Wiley & Sons.

[GUE14] N. Guerrero, M. Martínez, R. Picon, et al. (2014) Experimental analysis of masonry infilled frames using digital image correlation, Materials and Structures, Volume 47.

[VAS14] M. Vassaux. (2014) Comportement mécanique des matériaux quasi-fragiles sous sollicitations cycliques: de l'experimentation numérique au calcul de structures. These de Doctorat. Ecole Normale Supérieure de Cachan.

[SOL18] F. Soleilhet (2018) Experimental and numerical investigations of cementitious materials under hydro-mechanical loadings. These de Doctorat. Laboratoire de Mécanique et Technologie (LMT). Université Paris Saclay

[BAR20] S. Barattucci, V. Sarhosis, A. W. Bruno, et al. (2020) An experimental and numerical study on masonry triplets subjected to monotonic and cyclic shear loadings. Construction and Building Materials, Volume 254, 119313, ISSN 0950-0618.

[VIT21] M. Vitse, M. Poncelet, AE. Iskef, et al. (2021) Toward virtual design and optimization of a structural test monitored by a multi-view system. The Journal of Strain Analysis for Engineering Design. 56(2):112-128.

[ROS22] H. Rostagni, C. Giry, F. Ragueneau. (2022) 3D dissipative mechanisms modelling for masonry-like materials under multiaxial cyclic loads. Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures, 1, CRC Press, pp.389-398.

[DHI22] P. K. Dhir, E. Tubaldi, A. Orfeo, H. Ahmadi. (2022) Cyclic shear behaviour of masonry triplets with rubber joints. Construction and Building Materials,Volume 351, 128356, ISSN 0950-0618.

[SCI23] V. F. Sciuti, R. Vargas, N. Guerrero, et al. (2023) Digital image correlation analyses of masonry infilled frame: Uncertainty-based mesh refinement and damage quantification. Mathematics and Mechanics of Solids.

Shear and ductility assessment of a prefabricated thermal break system for internally insulated buildings

Mohammad Abdallah[1], Hugues Somja[1]

[1] *INSA Rennes, LGCGM Structural Engineering Research Group, 20 avenue des Buttes de Coesmes, CS 70839, Rennes Cedex 7 F-35708, France*

ABSTRACT Prefabricated thermal break systems (PTBSs) for external reinforced concrete (RC) joints have been demonstrated to improve the thermal performance of internally insulated buildings. Despite the heat-loss protection, critical discussion remains on the potential of PTBSs to transfer shear and bending forces between RC members to achieve the ductility and strength required for safe seismic design. This study experimentally investigates the hysteretic response of three large-scale wall-slab joints constructed with a proposed PTBS called SLABE-Z8, with particular attention to the shear and energy dissipation capacities. The tested specimens showed sufficient strength, ductility, and ability to dissipate energy in the post-yielding zone, highlighting the potential of SLABE-Z8 in resolving shear strength and design provision issues of insulated joints in earthquake-prone areas.

Key words SLABE, thermal, cyclic, shear, ductility, stiffness

Model of presentation Oral presentation

I. INTRODUCTION

External insulation is commonly used in buildings and apartment blocks, but it can be expensive and vulnerable to damage caused by weather and external accidents (Dionysios et al., 2013). Research has shown that internal insulation can be 7%–19% more effective in areas that experience hot summers and cold winters (Xiaolong et al., 2017; Xi et al., 2018). Nevertheless, internal insulation can create thermal bridges at exterior connections, significantly reducing the building's thermal performance. Thermal bridges can result from geometric configurations, material disparities, or their combinations (Theodosiou et al., 2008). In buildings, it is often related to specific design or construction elements. Heat loss due to thermal bridges or weak points in the thermal envelope can exceed 30% of the total heat lost in a building (Evola et al., 2011). Moreover, it may influence the structural members' materials, resulting in material damage (~40% in walls) due to moisture condensation (Ali et al., 2022), thus increasing maintenance repair costs.

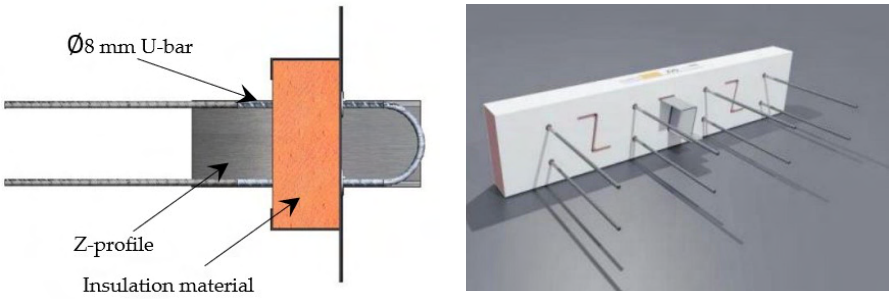
Prefabricated or manufactured structural thermal breaks (PTBSs) are a solution for interrupting thermal loss and ensuring the continuity of the internal insulation material at the thermal bridging location. Several types of PTBSs, such as Isokorb (2016), Armatherm FRR (2016), and Farrat TBK/TBL (2020), have been introduced and used in the construction industry. PTBSs are similar to thermal break pads or plates (Ben Larbi et al., 2022; Salih et al., 2020); however, they generally incorporate a structural system that allows transfer bending and axial stresses. Under seismic or lateral actions, the PTBSs must transmit the shear forces and ensure the rigidity of a joint with sufficient ductility and energy absorption capacity, which research studies have not been conducted until recently, particularly for exterior wall-slab joints. In general, existing commercial PTBSs can provide joints with limited vertical and horizontal shear

capacities, which can be attributed to their minimal structural system that consists only of steel bars. Consequently, a new type of PTBS for exterior wall–slab connections, called SLABE, was developed by COHB-industrie (2023) in collaboration with INSA-Rennes. The SLABE system uses steel profiles (Z or N) and stainless-steel bars to transfer shear, bending, and axial forces. Incorporating an arrangement of Z and N profiles in SLABE-ZN was previously investigated (Gaël et al., 2016), and the results highlighted its high shear capacity, approximately 120.5 kN/m under vertical loading and 190.2 kN/m under horizontal loading, allowing for its use as a non-dissipative element in earthquake-prone areas. Nevertheless, this initial system was over-resistant in many cases. Therefore, the present study evaluates the ability of Z profiles and steel bars in a new arrangement, called SLABE-Z8, to dissipate energy by examining its hysteretic response, failure mode, ductility, and energy dissipation capacity.

II. EXPERIMENTAL PROGRAM, MATERIAL PROPERTIES, AND LOADING PROTOCOL

A. Description of SLABE-Z8

SLABE-Z8 is a thermal break developed by COHB-industrie. Its purpose is to prevent heat transfer at the thermal bridging location, particularly at the exterior connections, and to improve the overall thermal performance of the building envelope. Thus, the structural system of SLABE-Z8 must ensure structural safety by providing sufficient rigidity to withstand horizontal and vertical loads. Each unit of SLABE-Z8 measures 1000 mm in length and 85 mm in thickness. It consists of a thick layer of mineral wool as an insulation material, four U-shaped steel bars (Ø8 mm) spaced 250 mm center-to-center, and one Z-profile (3 mm thickness, 50 mm flange width, and 100 mm height), as shown in Figure 1. Schematically, the U-steel bars transfer the bending moment, and the Z profile ensures the transfer of shear forces. The Z-profile and U-steel bars were made of stainless steel with a limit of elasticity greater than 358 and 717 MPa, respectively. The thermal conductivities of the insulation material and stainless steel were 0.038 (W/m.K) and 14.61 (W/m.K) (Eurocode 3, 1993), respectively. The use of mineral wool and stainless steel in SLABE-Z8 resulted in good thermal performance with an effective thermal transmittance of less than 0.27 (W/m.K) (Keo et al., 2018).



(a) Components (b) 3D-View

Figure 1. SLABE-Z8

B. Tested specimen and material properties

To verify the behavior of the SLABE-Z8 system, three identical large-scale specimens using concrete C25/30 were tested, each consisting of a reinforced concrete (RC) wall and slab. The test program provides data redundancy and complies with the standards for determining the design capacity. The wall and slab, including the steel reinforcement, were constructed in accordance with the recommendation of Eurocode-2 (2004), Eurocode-8 (2004), and the TBS production. The SLABE-Z8 system was employed at the wall-to-slab connection. The wall dimensions were 1.80 m in height, 1.00 m in width, and 0.16 m in thickness, and the slab dimensions were 1.372 m in length, 1.00 m in width,

and 0.20 m in thickness. Each specimen was subjected to vertical constant load (37 kN) and cyclic reversed load. The vertical load was applied at approximately 100 mm from the interior face of the wall and was transferred to the RC slab by a steel setup, ensuring that it was outside the critical shear zone of the SLABE-Z8. The cyclic loads were applied to the concrete slab at approximately 405 mm from the interior face of the wall. Two LVDTs with a capacity of 100 mm were used to measure the relative displacement of the SLABE-Z8 with respect to the exterior wall. The LVDTs were placed 150 mm from the interior face of the wall. Figure 2 shows the general test setup, including specimen dimensions, loading, supporting mechanism, and LVDTs locations. In addition, Table 1 summarizes the compressive strength of the used concrete on the day of the tests (age >28 days).

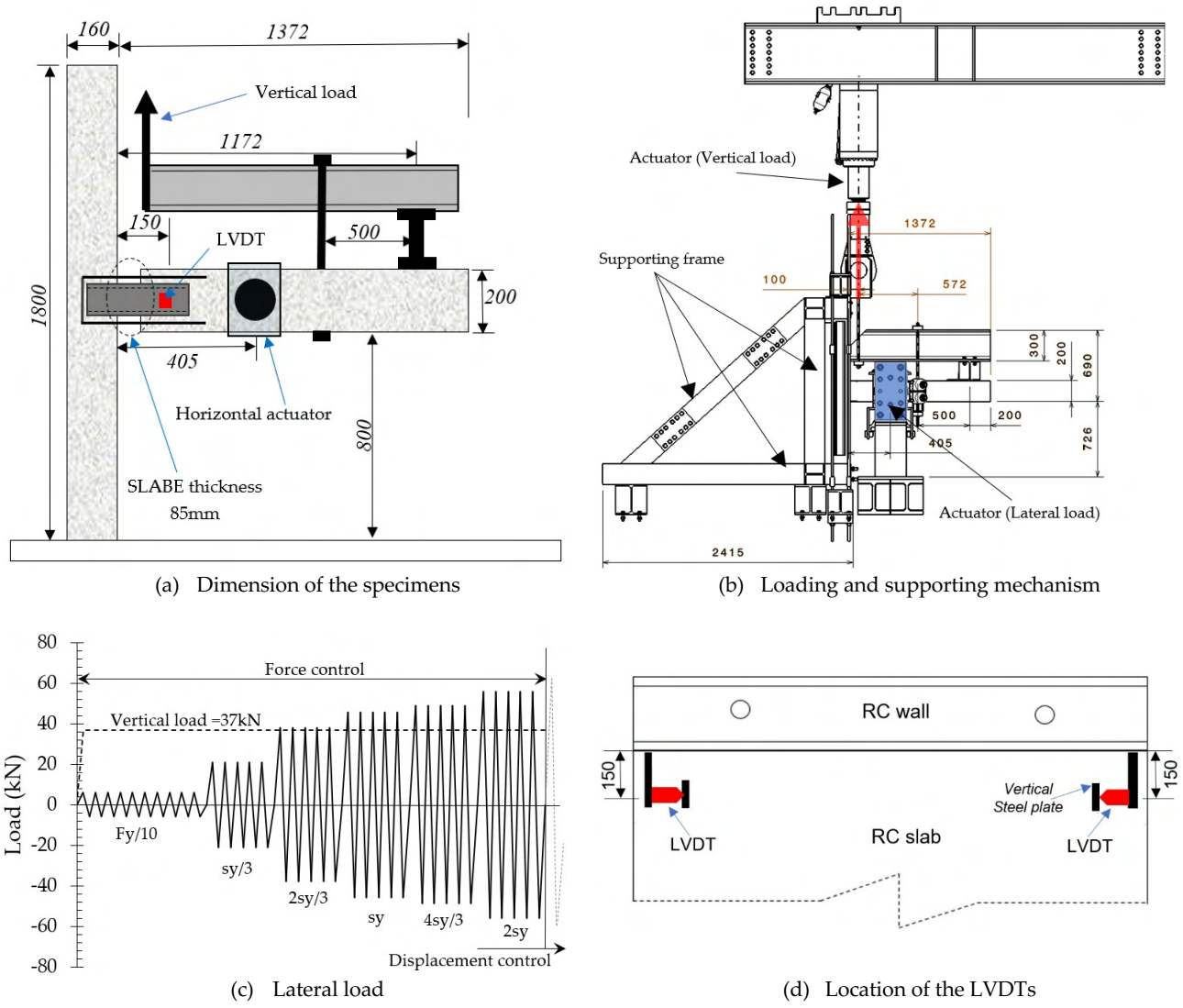


Figure 2. Dimensions and **test setup (Dimensions in mm)**

Table 1. Concrete average compressive strength

Specimen	Wall (MPa)	Slab (MPa)	Average (MPa)
CHT-1	31.19	29.57	30.38
CHT-2	37.18	28.33	32.76
CHT-3	33.99	29.71	31.85

C. Loading protocol

The loading protocol is presented in Figure 2c. It was built on the basis of the static yielding displacement (s_y = 2.5 mm). The static yielding displacement was determined by testing another specimen under a monotonic increasing horizontal load; however, the results are not presented in this paper. The loading protocol of the CHT specimens was divided into two stages based on the imposed loading type (i.e., force or displacement). The force-imposed stage comprises six loading periods (up to $2s_y$), and the displacement-imposed stage comprises at least three loading periods (ns_y, where n = 3, 4, 5 ...etc.). The number of cycles in each loading period was greater than 3 to comply with Eurocod-8 (2004). The vertical load (37 kN), representing the dead and live loads, was kept constant throughout the test.

III. RESULTS AND DISCUSSION

This section discusses the results of the CHT specimens regarding their hysteretic response, failure mode, stiffness degradation, and energy dissipation capacity. In addition, Table 2 presents the main results obtained from the tests in terms of yielding load (F_y), maximum load (F_{max}), ultimate load (F_u), and displacement ductility index (μ), Eq.1. The yielding load (F_y) was determined using the Aribert and Lachal approach (Aribert & Lachal, 2002).

Table 2. Main results of the CHT specimens

Specimen	Force (1)	F_y (2)	s_y (3)	F_{max} (4)	F_u (5)	S_u (6)	μ (7)	μ_{avg} (8)
CHT-1	Pushing	54.9	2.55	57.9	55.2	17.30	6.78	5.96
	Pulling	60.0	3.10	61.8	52.8	15.90	5.13	
CHT-2	Pushing	53.0	2.50	60.9	52.9	17.46	6.98	6.54
	Pulling	62.0	2.95	65.5	56.3	17.98	6.09	
CHT-3	Pushing	56.0	2.50	61.9	56.7	17.28	6.91	5.90
	Pulling	60.5	3.70	63.3	56.4	16.94	4.80	

(1) Pushing is the positive loading, and pulling is the negative loading; (2)F_y is the yielding load (kN); (3) s_y is the yielding displacement (mm). (4) F_{max} is the maximum load (kN); (5) F_u is the ultimate load, which is equal to either 0.85F_{max} or the load at the end of the test (whichever comes first); (6) S_u is theultimate displacement (mm) corresponding to F_u; (7) μ is theductility index; and (8) μ_{avg} is the average ductility index.

A. Hysteretic response

Figure 3 shows the hysteretic response of each specimen. As expected, the response was very similar because all specimens had the same material and dimensions and were subjected to nearly the same loading protocol. The yielding load (F_y) ranged between 53 and 56 kN under positive loading (pushing) and between 60 and 62 kN under negative loading (pulling). Similarly, the maximum load (F_{max}) ranged between 57.9 and 61.9 kN under positive loading and 61.8 and 65.5 kN under negative loading.

B. Failure mode

Figure 4 shows the failure mode observed in the three tests and the buckling deformation of the Z profiles. The SLABE-Z8 attained maximum carrying capacity when punching in the concrete floor occurred in the eighth loading period ($4s_y$). This was followed by decreased system capacity, mainly due to decreased connection stiffness. The SLABE-Z8 system could resist horizontal cyclic loading in

the degradation zone until fracture and/or severe buckling in the Z profile was formed. Indeed, fracture or buckling of the Z flanges was observed in all CHT specimens at the end of the tests ($7s_y$).

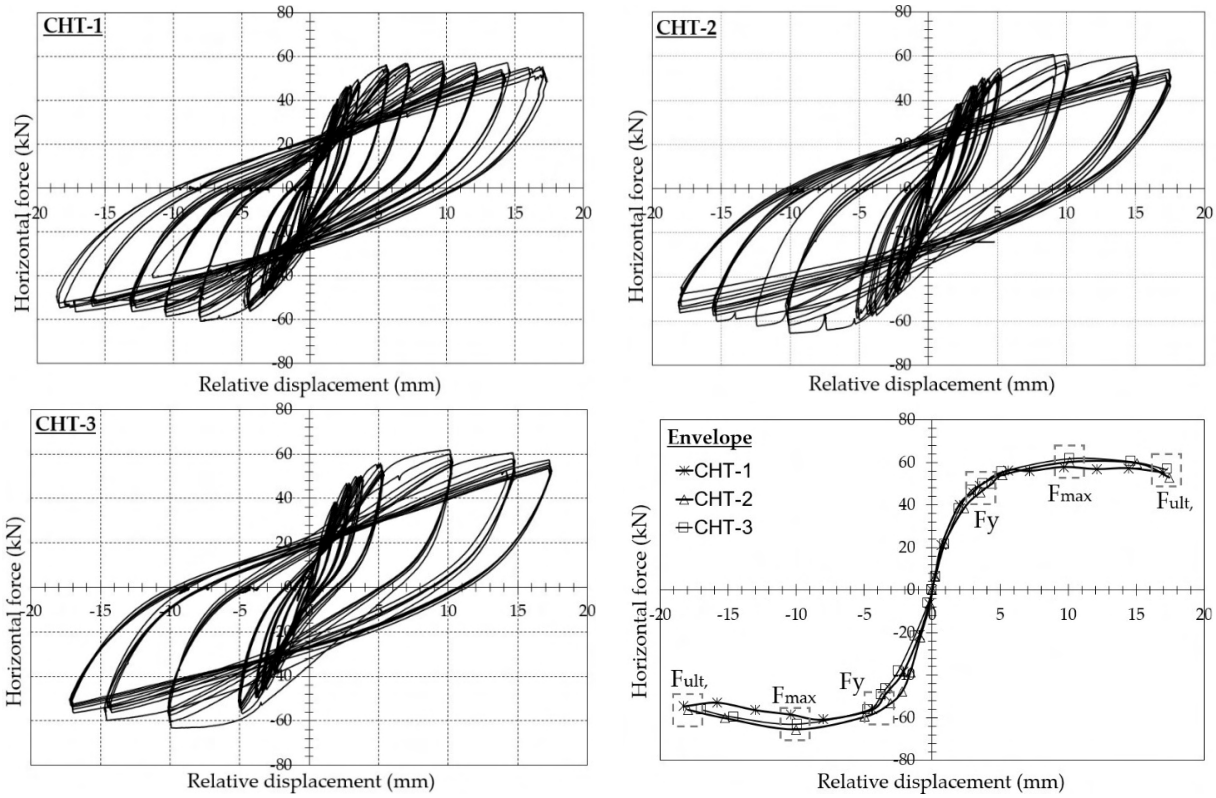


Figure 3. Hysteretic response of tested specimens

C. Ductility performance

The ductility of a structure refers to its ability to absorb energy by undergoing plastic deformation before collapse. The ductility index (μ) was used to evaluate the ductility performance of the tested CHTs. It is obtained on the basis of displacement computation, as given in Eq. 1, where s_y and s_{ult} are the displacement at the yielding and ultimate load levels, respectively. As can be seen from Table 2, the CHT specimens exhibited a satisfactory level of ductility in the positive and negative loadings, with an average ranging between 5.90 and 6.54.

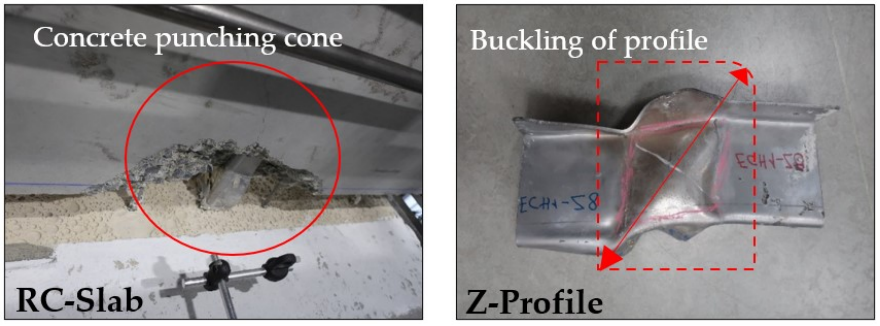
$$\mu = \frac{s_y}{s_{ult}} \tag{1}$$

D. Stiffness degradation and post-peak softening

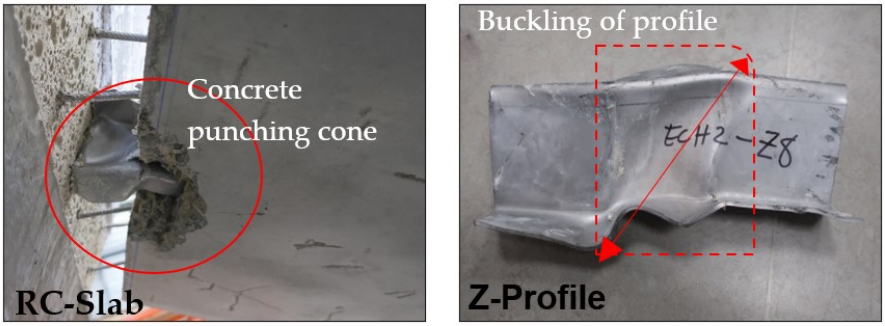
The peak-to-peak stiffness (K_{secant}) of the CHT specimens, expressed in kN/mm, was calculated for each loading period based on the slope of the line connecting the maximum positive (F^+_{max}) and negative (F^-_{max}) load values of the first cycle of each loading period, as given in Eq. 2. The obtained stiffness values are presented in Table 3. In addition, Figure 5 illustrates the stiffness degradation versus the relative displacement.

$$K_{secant} = \frac{|F_{max}^{+}| + |F_{max}^{-}|}{|s_i^{+} + s_i^{-}|} \quad (2)$$

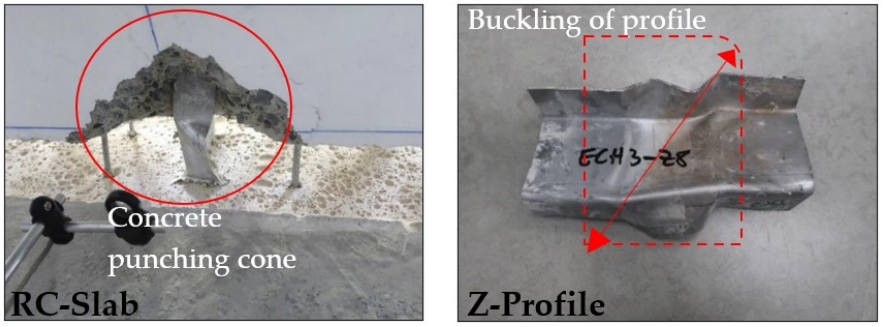
where, F_{max}^{+} is the maximum positive load, F_{max}^{-} is the maximum negative load, s_i^{+} is the maximum positive displacement, and s_i^{-} is the maximum negative displacement.



(a) CHT-1



(b) CHT-2



(c) CHT-3

Figure 4. Failure mode of tested specimens

As shown in Figure 5 and Table 3, the stiffness decreases with increasing relative displacement, in an exponential form, with a relatively low degradation rate ($K_{secant} = 21.294e^{-0.114s}$). In the first loading period ($\frac{F_y^-}{10}, \frac{F_y^+}{10}$), CHT-1, CHT-2, and CHT-3 exhibited stiffness values of 30.23, 35.68, and 22.91 kN/mm, respectively, whereas in the last loading period ($\frac{s_y^-}{7}, \frac{s_y^+}{7}$), the stiffness values were 3.11, 3.08, and 3.31 kN/mm, respectively. This implies that the degradation percentage in stiffness between the first and last loading periods was approximately 89.71% in CHT-1, 91.37% in CHT-2, and 85.55% in CHT-3. However, CHT-1, CHT-2, and CHT-3 achieved average stiffness values of 12.75, 15.05, and 12.55 kN/mm, respectively.

The post-peak softening (S, kN/mm) indicates the structural behavior and residual strength after the maximum load was reached. The structural behavior characteristics of the CHT specimens after the maximum load (i.e., in the post-peak zone) were determined by dividing the difference between the ultimate force (F_u) and the maximum load (F_{max}) by the difference between their corresponding displacements (s_u^+, s_{max}^+), as given in Eq. 3. Thus, the S values of CHT-1, CHT-2, and CHT-3 were found to be -0.35, -1.09, and -0.72 kN/mm, respectively, under the positive loading (pushing) and -1.14, -1.15, and -0.98 kN/mm under the negative loading (pulling).

$$S = \frac{|F_u^+| - |F_{max}^+|}{|s_u^+ - s_{max}^+|} \quad (3)$$

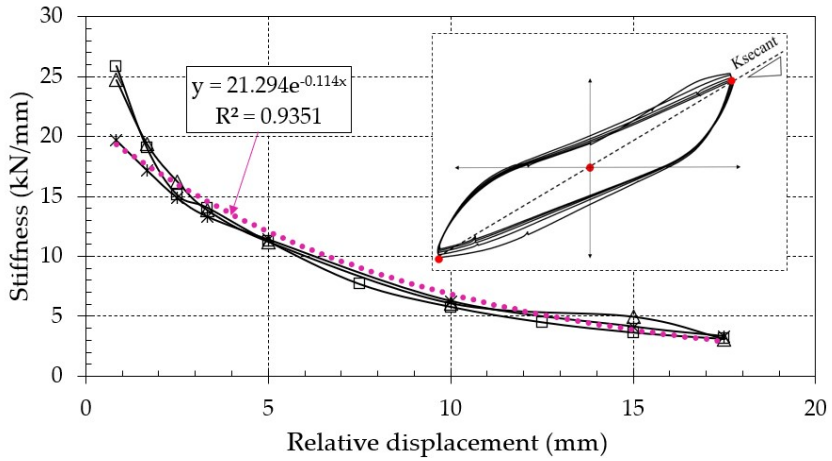


Figure 5. Stiffness vs. relative displacement of CHT specimens

Table 3. Stiffness of the CHT specimens

Loading step (1)	Displacement or load level	CHT-1	CHT-2	CHT-3	Average (5) kN/mm
		K_{secent} (2) kN/mm	K_{secent} kN/mm	K_{secent} kN/mm	
1	$F_y/10$	30.23	35.68	22.91	29.61
2	$s_y/3$	25.87	24.74	19.66	23.42
3	$2s_y/3$	19.04	19.42	17.18	18.55
4	s_y	15.11	16.25	14.86	15.41
5	$4s_y/3$	14.04	13.84	13.29	13.72
6	$2s_y$	11.23	11.21	11.39	11.28
7	$3s_y$	7.68	------(3)	------(3)	7.68
8	$4s_y$	5.78	6.25	6.25	6.09
9	$5s_y$	4.50	------(3)	------(3)	4.50
10	$6s_y$	3.64	4.94	4.12	4.23
11	$7s_y$	3.11	3.08	3.31	3.17
Degradation (4)	------	89.71%	91.37%	85.55%	------
Average (5)	------	12.75	15.05	12.55	13.45

(1) See Figure 2c ; (2) K_{secent} is secent stiffness calculated at the end of each loading period; (3) The specimen was not tested for this loading period; (4) Degradation (%) = $\frac{K_{secent}(last) - K_{secent}(intial)}{K_{secent}(intial)} \times 100\%$; and (5) Average = $\frac{\sum K_{secent}}{n}$.

E. Energy dissipation capacity and damping ratio

The two main criteria for the seismic design of structures are strength and ductility. Regarding the latter, RC and composite structures dissipate energy by experiencing high deformation or inelastic behavior. The energy dissipation (E_d) of the CHTs was computed for each loading period based on the area enclosed inside the absolute hysteresis loop, as shown in Figure 6 and given in Eq. 4. However, a structure resisting cycle loading develops damping in the inelastic region, which increases as the displacement increases. Therefore, the damping ratio (ζ_{eq}) was calculated (Eq. 5) and is presented in Table 4.

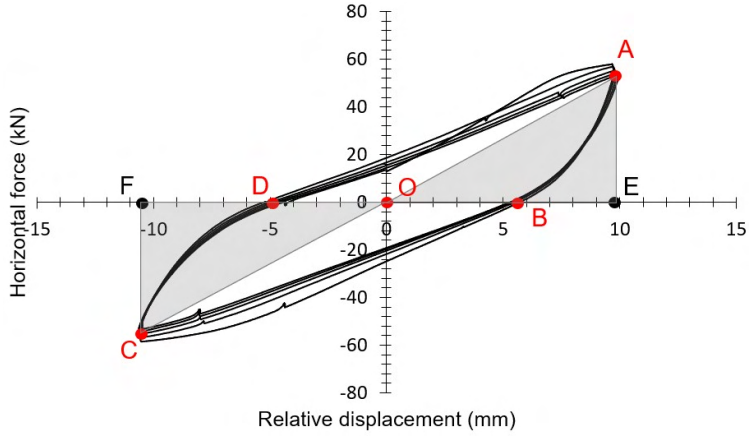


Figure 6. Energy dissipation profile

$$E_d = Area(ABCD) \tag{4}$$

$$\zeta_{eq} = \frac{E_d}{2\pi \times (Area(OAE) + Area(OCF))} \tag{5}$$

Overall, the energy dissipation capacity and damping ratio of the CHTs were very close to each other. As can be seen from Table 4, the average energy dissipation capacities of CHT-1, CHT-2, and CHT-3 were 438.19, 415.73, and 441.18 kN.mm, respectively, and the average damping ratio was 0.15, 0.14, and 0.14, respectively. As shown in Figure 7, one the other hand, the cumulative amount of dissipated energy was negligible up to the yielding level, accounting for only 3.11%–4.53% of the total cumulative value. This indicates that the SLABE-Z8 system dissipates 95.15%–96.89% of energy in the post-yielding region or after plastic hing formation, signifying its applicability for joints in earthquake-prone areas.

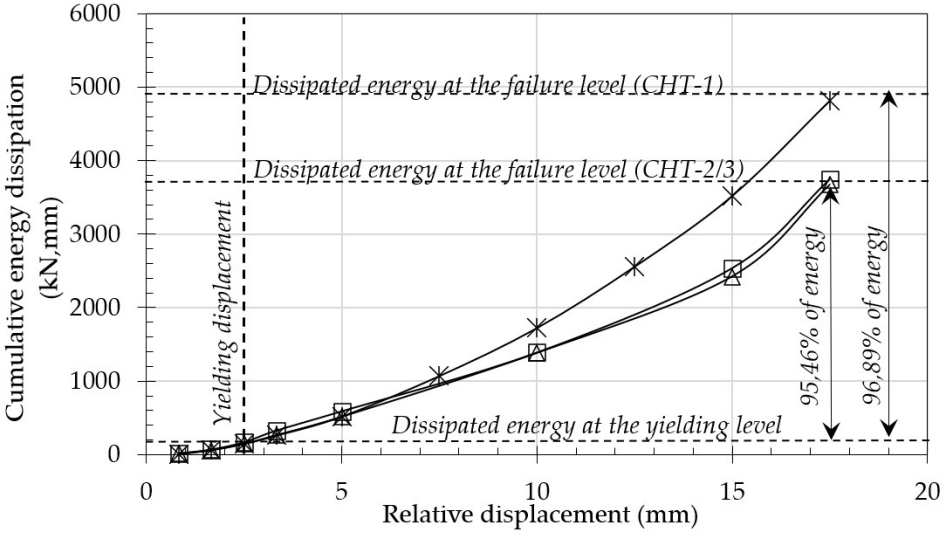


Figure 7. Energy dissipation capacity of the SLABE-Z8 system

Table 4. Energy dissipation capacity and damping ratio of CHT specimens

Loading step (1)	CHT-1		CHT-2		CHT-3		E_d (4) Average	ζ_{eq} (4) Average
	E_d (2) kN.mm	ζ_{eq} (3)	E_d kN.mm	ζ_{eq}	E_d kN.mm	ζ_{eq}		
1	0.43	0.05	0.28	0.05	0.78	0.07	0.50	0.06
2	9.47	0.09	17.67	0.14	11.71	0.09	12.95	0.11
3	54.14	0.11	52.8	0.11	45.40	0.09	50.78	0.10
4	86.34	0.10	99.26	0.12	84.22	0.09	89.94	0.10
5	112.6	0.11	159.0	0.13	121.0	0.11	130.87	0.12
6	258.1	0.15	260.6	0.14	248.10	0.15	255.60	0.15
7	552.0	0.21	------	------	------	------	552.00	0.21
8	653.4	0.18	799.0	0.21	869.1	0.22	773.83	0.20
9	834.5	0.19	------	------	------	------	834.50	0.19
10	963.1	0.19	1147.0	0.21	1042.0	0.20	1050.70	0.20
11	1296.0	0.22	1206.0	0.20	1248.0	0.20	1250.00	0.21
Average (4)	438.19	0.15	415.73	0.14	441.18	0.14	446.7	0.14

(1) See Figure 2c ; (2) E_d is the energy dissipation capacity; (3) ζ_{eq} is the damping ratio; and (4) Average = $\frac{\sum E_d \text{ or } \zeta_{eq}}{n}$.

F. Behavior factor of CHTs for seismic design

The behavior factor (q) introduced in Eurocode-8 (2004) accounts for the energy dissipation capacity of a structure. For a dissipative structure such as a composite or concrete wall coupled by a steel or composite beam, the upper limit of q should be taken as $3\alpha_u/\alpha_1$ for medium ductility class (DCM) and 4.5 α_u/α_1 for high ductility class (DCH), where α_u and α_1 are the seismic load that causes the complete plastic mechanism and that at the formation of the first yielding hinge, respectively. Given that α_u/α_1 ranges between 1.2 and 1.3, the q value of the dissipative structures ranges between 3.6 and 3.9 for DCM and between 5.4 and 5.85 for DCH.

According to Eurocode 8, the selection of the behaviour factor is one of the initial steps in designing a building for seismic load. It can be estimated or evaluated based on the experimental envelope response (Villani et al., 2009), as demonstrated in Figure 8 and Eq. 6, where F_e and F_y are the elastic response

strength and yielding strength of the idealized response, respectively, and the term q_u refers to the amount of energy that a structure can dissipate through its hysteretic response.
Although the behavior factor is a parameter of a building as a whole, it is interesting to compute its value for subsystems to give a qualitative evaluation of their ductility. The behavior factor (q) of the CHT specimens are presented in Table 5. The q values were found to be around 4, indicating that the SLABE Z8's ductility can be categorized in the medium range.

$$q = \frac{F_e^{max}}{F_{el}} = \frac{F_e^{max}}{F_y} \times \frac{F_y}{F_{el}} = q_u \times \alpha_u/\alpha_1 \quad (6)$$

Table 5. Behavior factor of CHTs

Specimen	F_e^{max}	F_y	q_u
CHT-1	226	54.9	4.12
CHT-2	218	53	4.11
CHT-3	220	56	3.93

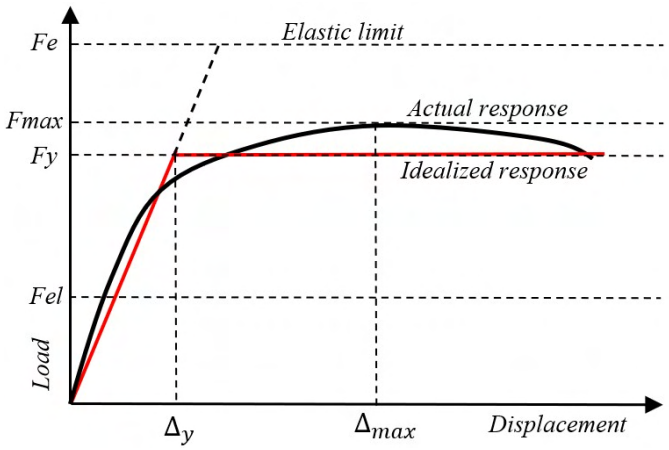


Figure 8. Load vs. displacement response (Villani et al., 2009)

IV. CONCLUSION AND RECOMMENDATIONS

This study aimed to evaluate the structural performance of a new type of PTBS, SLABE-Z8, by conducting tests on three specimens subjected to horizontal reversed cyclic loading. Compared to the existing PTBSs, and drawing from the experimental results, SLABE-Z8 exhibited satisfactory ductility (μ_{avg} = 6.13), shear capacity (F_{avg}^{max+} 60.23 kN/m, F_{avg}^{max-} = 60.53 kN/m), and stiffness (K_{avg}= 13.45 kN/mm) despite the concrete punching failure mode. Furthermore, based on the energy dissipation analysis and behavior factor evaluation of the hysteretic and envelope curves, SLABE-Z8 could dissipate energy in the inelastic response, making it a promising solution for thermal and mechanical use at the exterior wall–slab connections of internally insulated buildings.
In conclusion, SLABE-Z8 is proposed for potential use in buildings located in low-moderate seismic areas. Nevertheless, further studies based on dynamic and base shear analysis are required to verify the gain in energy dissipation performance and the behavior factor of buildings employing SLABE-Z8 in the structural envelopes.

V. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors gratefully acknowledge financial support from the French National Research Agency (ANR, Paris) and INGENOVA with grant number ANR-21-CHIN-0003 through the ANR FREEINBTP project.

REFERENCES

Dionysios I. Kolaitis, Emmanouil Malliotakis, Dimos A. Kontogeorgos, Ioannis Mandilaras, Dimitrios I. Katsourinis, Maria A. Founti. (2013). Comparative assessment of internal and external thermal insulation systems for energy efficient retrofitting of residential buildings. Energy and Buildings (64) 123–131.

Xiaolong Wang, Li He, Qilin Wang. (2017). Influence of insulation layer position on short-time intermittent heating room, Procedia Eng. (205) 1484–1493. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.10.374.

Xi Meng, Tao Luo, Yanna Gao, Lili Zhang, Huang Xing, Chaoping Hou, Qiong Shen, Enshen Long. (2018). Comparative analysis on thermal performance of different wall insulation forms under the air-conditioning intermittent operation in summer, Appl. Therm. Eng. (130) 429–438, https://doi.org/10.1016/j. applthermaleng.2017.11.042.

T.G. Theodosiou, A.M. Papadopoulos. (2008). The impact of thermal bridges on the energy demand of buildings with double brick wall constructions, Energy Build. 40 (11) 2083–2089, https://doi.org/10.1016/j. enbuild.2008.06.006.

G. Evola, G. Margani, L. Marletta. (2011). Energy and cost evaluation of thermal bridge correction in Mediterranean climate, Energy Build. 43 (9) 2385–2393, https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2011.05.028.

Ali El Saied, Chadi Maalouf, Timea Bejat, Etienne Wurtz. (2022). Slab-on-grade thermal bridges: A thermal behavior and solution review. Energy & Buildings (257) 111770.

USA Inc. (2016). Thermal Bridge Solutions. Schöck Isokorb Product Guide. Guide to Thermal Breaks . Innovative Design in Practice. Schöck USA Inc., New York, NY.

Armadillo Noise & Vibration Ltd. (2016). Thermal Break Pads Armatherm Grade FR - Ultra High Strength, High Performance. Armadillo Noise & Vibration Ltd., Shipley, West Yorkshire, England.

Farrat. (2020). Thermal Break Connections (Farrat). Farrat.

A. Ben Larbi, M. Couchaux, C. Thauvoye, C. Sautot. (2022). Mechanical and fire tests on thermal breaks attached to concrete supports. Journal of Constructional Steel Research (190) 107114.

Salih Qasim Mahmood, Thomas Schumacher, Peter Dusicka, Hormoz Zareh. (2020). Structural behavior of bolted steel lap shear connections with thermally insulating filler plates. Journal of Constructional Steel Research (167). 105852.

COHB-Industrie. (2023). SLABE-thermal break system. France.

Gaël Le Bloa, Hugues Somja, Franck Palas. (2016). Experimental Study on the Seismic Behaviour of an Innovative Hybrid Concrete Connection Used as Thermal Break System. Key Engineering Materials (711). 1019-1026. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.711.1019

Eurocode 3. (1993). Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.

Keo, P., Le Gac, B., Somja, H., Palas, F. (2018). Experimental Study of the Behavior of a Steel-Concrete Hybrid Thermal Break System Under Vertical Actions. In: Hordijk, D., Luković, M. (eds) High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2_293.

Eurocode 2. (2004). Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.

Eurocode 8. (2004). Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

J.-M. Aribert and A. Lachal. (2022). Formulation de la rupture par fatigue de connecteurs acier-béton pour des sollicitations de type sismique: Application aux assemblages. Construction métallique, 39(4) :3–11. [In French].

Villani, A., Castro, J.M. and Elghazouli, A.Y. (2009). Improved seismic design procedure for steel moment frames", Proceedings of the 6th International Conference Stessa-2009, behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Philadelphia, PA, USA, August, pp. 673-678.

Caractérisation expérimentale et analytique du comportement en flexion d'un plancher innovant mixte bois-béton avec une connexion ductile par encoches

Adham AL RAHIM[1], Piseth HENG[1], Pisey KEO[1], Clémence LEPOURRY-NICOLLET[1,2], Franck PALAS[3], Hugues SOMJA[1]

[1] *INSA de Rennes, LGCGM/Structural Engineering Research Group, 20 avenue des Buttes de Coësmes, CS 70839, F-35708 Rennes Cedex 7, France*

[2] *INGENOVA, Civil Engineering Office, 5 Rue Louis Jacques Daguerre, 35136 Saint-Jacques-de-la-Lande, France*

[3] *Concept Technique Design R & D, 89 Boulevard de Laval, 35500 Vitré, France*

RESUME

Un système de plancher mixte bois-béton avec des connecteurs tridimensionnels (3D) par encoches a été proposé. Dans ce système, l'âme de la poutre en bois est incorporée dans des retombées en béton de sorte que la connexion par encoche mobilise trois plans de cisaillement bois-béton, au lieu d'un seul dans les connexions conventionnelles. L'objectif est d'améliorer la résistance au cisaillement du béton et de privilégier la ruine par compression du bois, fournissant ainsi un comportement ductile des connecteurs. La forme trapézoïdale de la connexion crée un blocage géométrique entre le bois et le béton pour résister au soulèvement, de sorte que des éléments mécaniques supplémentaires en acier ne sont pas nécessaires. Cet article présente l'étude du comportement en flexion du plancher. Trois essais de flexion à six points inversés (à chargement vers le haut) ont été réalisés sur des spécimens de plancher mixte avec une portée de 6,55 m. Étant donné que le poids propre du spécimen et du dispositif de chargement est non négligeable, cette nouvelle configuration d'essai est spécialement conçue pour mesurer les déformations, la flèche, ainsi que la rigidité initiale à un niveau de charge inférieur au poids propre du spécimen. La ruine pour tous les spécimens s'est produite à mi-portée, et est gouvernée par la traction générée par la flexion dans la semelle en bois. Les résultats montrent également que la connexion proposée est efficace pour limiter le glissement et le soulèvement tout au long de la portée du plancher. Enfin, la méthode analytique Gamma, proposée dans l'Eurocode 5, est utilisée pour calculer la rigidité flexionnelle effective du plancher en prenant en compte d'une manière simplifiée la fissuration dans les retombées en béton. Une bonne corrélation entre la méthode analytique et l'expérimentation est obtenue.

Mots-clefs Plancher mixte bois-béton, connexion 3D par encoches, flexion inversée à 6-points, méthode Gamma.

I. INTRODUCTION

Au cours des dernières décennies, en raison de la croissance rapide de la population mondiale, le secteur du bâtiment a joué un rôle majeur dans les émissions mondiales annuelles de gaz à effet de serre et a représenté une part significative de la consommation énergétique totale [1]. Dès lors, en France, de

nouvelles réglementations environnementales telles que la RE2020 [2] imposent la réduction de l'impact environnemental des constructions, et suscitent un intérêt croissant pour l'usage d'éléments biosourcés, et en particulier le bois. En associant le bois au béton pour les planchers, un bon compromis peut être obtenu [3]-[4]. En effet, le bois permet la réduction du bilan carbone des structures, et participe à l'isolation thermique, à la rigidité et à la résistance en traction, alors que le béton apporte la résistance en compression, l'isolation phonique, la masse pour limiter les phénomènes vibratoires, et une meilleure résistance au feu ([3], [5], [6] et [7]).

Le choix de la connexion dans les planchers composites bois-béton est crucial pour rendre le système à la fois structurellement et économiquement compétitif. Divers types de connexions ont été proposés et étudiés dans la littérature [8]. Les fixations mécaniques traditionnelles telles que les clous, les vis et les goujons sont couramment utilisées dans les systèmes de connexion mais sont relativement flexibles, tandis que les encoches découpées dans le bois et le collage direct sont plutôt rigides [9]-[10]-[11]. Les fixations mécaniques en acier et les adhésifs augmentent le coût total, et la complexité de la mise en oeuvre. Au contraire, les connexions par encoches ont un coût modéré, parce qu'elles peuvent être réalisées en découpant des rainures dans le bois, généralement à l'aide de machines à commande numérique haute précision (CNC). Bien que les connexions à encoches présentent de bonnes performances en termes de résistance et de rigidité, une faible ductilité est obtenue lorsque la ruine est gouvernée par la rupture en cisaillement du béton [12]. Des vis en acier insérées dans le bois à l'intérieur des encoches sont parfois ajoutées pour améliorer la ductilité de la connexion, mais l'installation de ces éléments mécaniques augmente à la fois le temps et le coût de la construction.

Dans ce contexte, un nouveau système de plancher mixte bois-béton est proposé. Il se compose de poutrelles en bois en forme de T inversé et d'une dalle de béton (Figure 1). Dans ce système, la solive de la poutrelle en bois est insérée dans des retombées en béton et connectée à la dalle via des encoches trapézoïdales réalisées dans le bois et remplies de béton. Cette connexion offre trois plans de cisaillement béton-bois au lieu d'un seul, comme on l'observe généralement dans les connexions conventionnelles. L'objectif est d'améliorer la résistance au cisaillement du béton et de favoriser la ruine en compression du bois, créant ainsi un comportement ductile des connecteurs, ainsi que cela a été montré lors d'essais push-out de la connexion [16]. La forme trapézoïdale de la connexion crée un blocage géométrique entre le bois et le béton pour résister au soulèvement, de sorte que des éléments mécaniques supplémentaires en acier ne sont pas nécessaires.

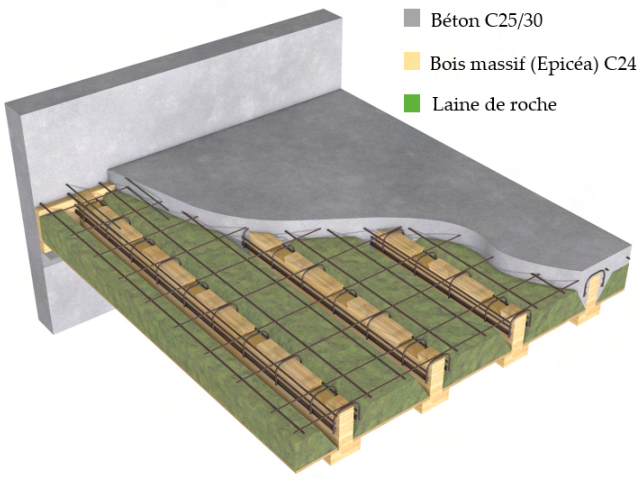


Figure 1. Plancher mixte bois-béton.

Cet article a pour objectif d'étudier le comportement en flexion du plancher mixte. Trois essais de flexion 6-points inversés sont réalisés sur des spécimens identiques, avec une portée de 6.55 m.Enfin , la méthode analytique Gamma, proposée dans l'Eurocode 5, est utilisée pour calculer la rigidité flexionnelle effective du plancher en prenant en compte d'une manière simplifiée la fissuration dans les retombées en béton. Une bonne corrélation entre la méthode analytique et l'expérimentation est obtenue.

II. ETUDE EXPERIMENTALE

A. Spécimens et matériaux

La présente campagne expérimentale vise donc à étudier le comportement en flexion du plancher mixte bois-béton. Une portée de 6.55 m, représentative du domaine d'emploi, est adoptée. 3 essais sont réalisés, nommés F_1, F_2 et F_3. Chaque spécimen est composé de deux poutrelles identiques en bois en forme de T connectées à une dalle de béton à l'aide de 14 connecteurs par encoches trapézoïdales, espacés de 426 mm (Figure 2). Les poutrelles en bois, insérées dans la dalle avec une profondeur de 20 mm, sont en pin massif, de classe C24, d'une section transversale de 175 × 70 mm (hauteur × largeur) pour une'âme et de 58 × 145 mm (hauteur × largeur) pour la semelle. Pour réduire le frottement et assurer une interface lisse entre les matériaux, les poutrelles sont revêtues de peinture avant la coulée du béton. La dalle en béton, de classe C25/30, présente une largeur de 920 mm et une épaisseur de 80 mm. Elle est renforcée avec un treillis d'acier ST10 200 × 200 mm avec des barres de 6 mm de diamètre, de classe B500B. Des retombées en béton encadrent l'âme des poutrelles bois. Leurs dimensions sont données sur la Figure 2. Elles sont renforcées par des armatures longitudinales HA8.

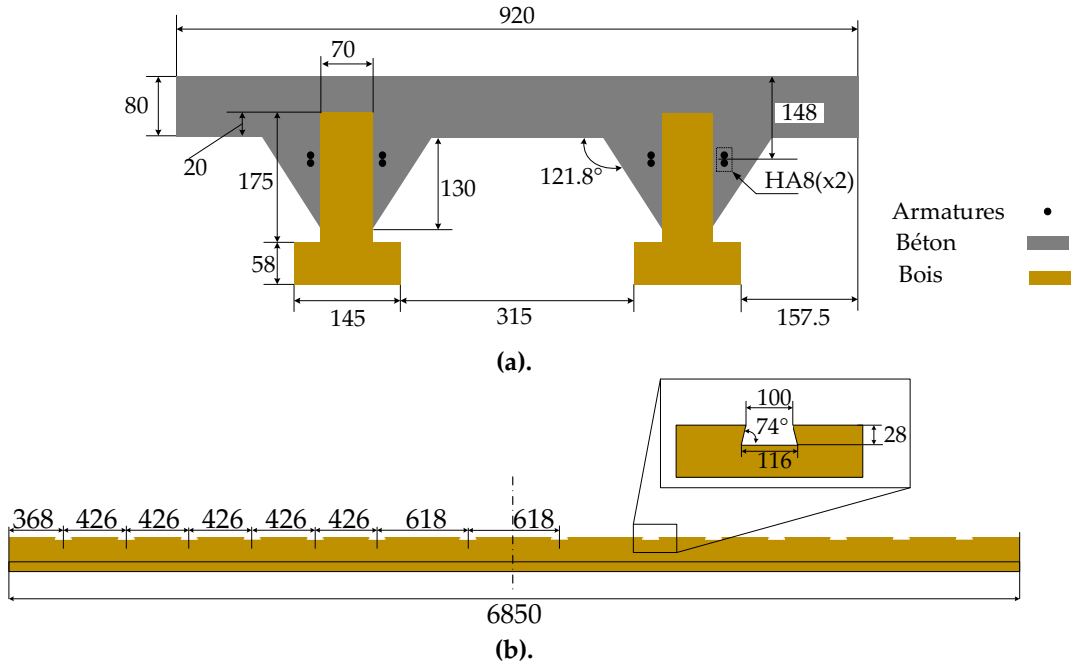


Figure 2. (a) Section transversale du spécimen d'essai, (b) Distribution longitudinale et géométrie des encoches. (Dimensions en mm).

Le module d'élasticité moyen en flexion du bois, mesuré sur 10 poutres en T issues de la même essence, est de 11166 MPa, avec un écart-type de 1445 MPa [13]. La teneur moyenne en eau des poutrelles en bois des spécimens F_1, F_2 et F_3 est mesurée à 8%, 9% et 8%, respectivement. La résistance moyenne en

compression du béton, mesurée le jour de chaque essai sur 3 cylindres de dimensions normatives, vaut 25,26 MPa (âge de 27 jours), 47,81 MPa (âge de 92 jours) et 23,26 MPa (âge de 43 jours), avec un écart-type de 0,124 MPa, 3,25 MPa et 2,92 MPa pour F_1, F_2 et F_3, respectivement. La limite moyenne d'élasticité, la résistance moyenne en traction et le module d'Young moyen des armatures en acier de classe B500B, mesurés sur 6 éprouvettes, s'établissent respectivement à 552,7 MPa, 619,6 MPa et 197,8 GPa, avec des coefficients de variation correspondants de 0,72%, 0,59% et 1,2%.

B. Configuration d'essai et instrumentation

Le dispositif mécanique permettant de réaliser l'essai de flexion 6 points est constitué d'un vérin hydraulique d'une capacité de 1500 kN (a) fixé sur un portique rigide (b), d'un système de guidage (e), de deux systèmes d'appui (f) et d'un système de chargement (c)-(d) (Figure 3).

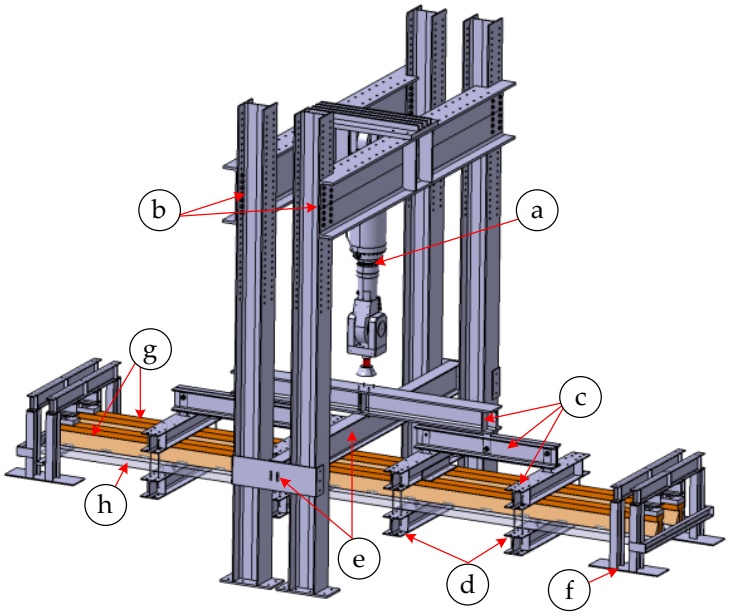
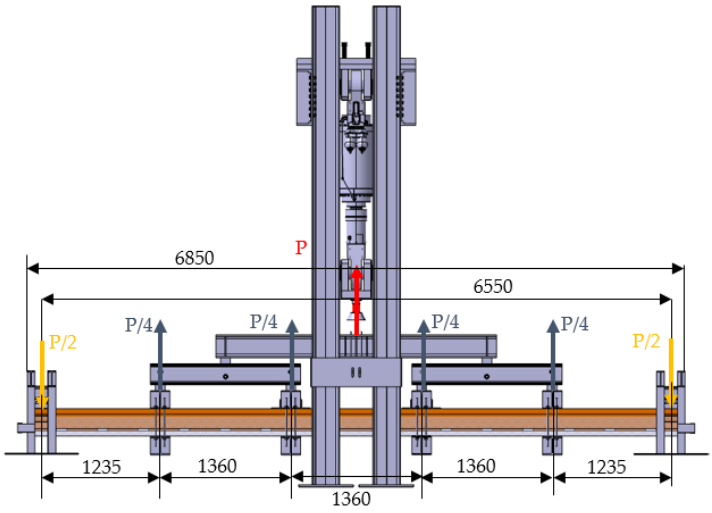


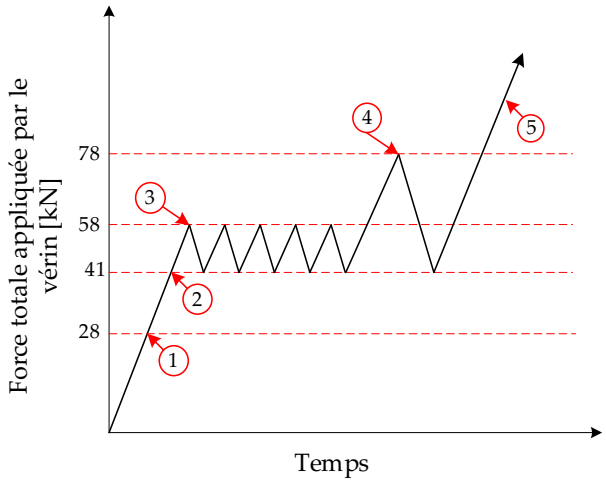
Figure 3. (a) Vérin hydraulique, (b) Portique, (c)-(d) Système de chargement, (e) Système de guidage, (f) Système d'appui, (g) Poutrelles en bois, (h) Dalle de béton.

Contrairement à l'essai de flexion conventionnel, un vérin de force vient non pas pousser mais tirer sur le plancher, posé à l'enversdans le dispositif de chargement (Figure 4 (a)). En effet, si le chargement avait été appliqué vers le bas, le niveau de charge ELS aurait déjà été atteint sous l'effet du poids propre et du poids du dispositif de chargement, ce qui n'aurait pas permis de mesurer les déplacements jusqu'à ce niveau ELS. En tirant sur le spécimen, lorsque la force exercée par le vérin équilibre le poids du spécimen et du dispositif de chargement, cela crée un état de moment très faible dans le plancher. En poursuivant le chargement, cela permet de mesurer les flèches pour des niveaux de charges inférieurs à celui de l'ELS. Inspirée de la norme EN 1994-1-1 [14], la procédure de mise en charge est composée de cinq phases consécutives (**Figure 4 (b)**) : (1) Soulèvement du spécimen pour la mise en contact avec les appuis. (2) Cylindrage à l'ELS quasi-permanent (5 cycles). (3) Cyclage à l'ELU (1 cycle). (4) Chargement jusqu'à la ruine. Les charges appliquées à l'ELS et à l'ELU sont déterminées selon l'Eurocode 1 [15].

Pour mesurer le glissement à l'interface entre le bois et le béton, le spécimen est équipé de 18 capteurs de glissement, dont 9 sont fixés horizontalement sur la face arrière et 9 sur la face avant. Pour le soulèvement, 5 capteurs sont fixés verticalement sur la face avant et 5 sur la face arrière du spécimen. De plus, 5 LVDTs sont utilisés pour quantifier la flèche du spécimen pendant l'essai (**Figure 5**).



(a).



(b).

Figure 4. **(a) Vue 2D de l'essai de flexion, (b) Protocole de chargement. (Dimensions en mm).**

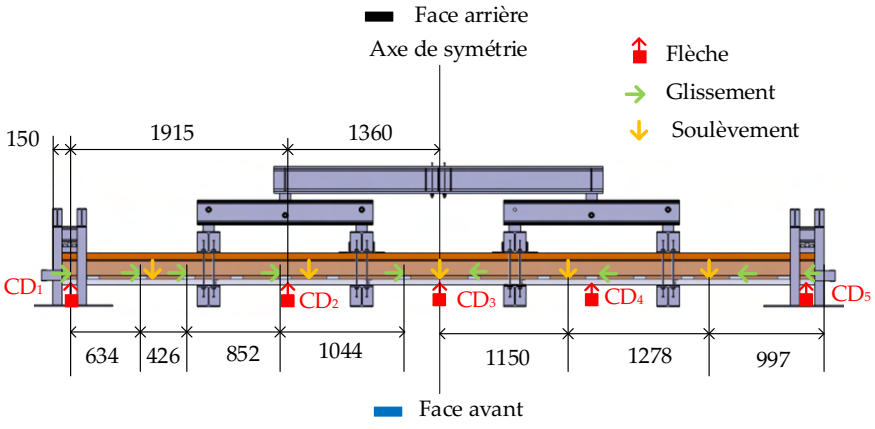


Figure 5. **Instrumentation de l'essai de flexion. (Dimensions en mm).**

C. Mode de ruine

Les 3 essais ont montré un comportement quasi-linéaire jusqu'à la ruine. Les charges maximales atteintes étaient de 130,2 kN, 123,5 kN et 128 kN, durant les essais F_1, F_2 et F_3, respectivement. La flèche correspondante à mi-portée était de 61 mm, 47,2 mm et 68,6 mm, respectivement (Figure 6). La ruine

s'est produite à mi-portée et est gouvernée par la traction générée par la flexion dans la semelle en bois. Elle est survenue dans une enture (collage de continuité du bois) ou dans un noeud proche de la mi-portée Elle était accompagnée par un décollement âme-semelle de la poutrelle en bois (Figure 7).

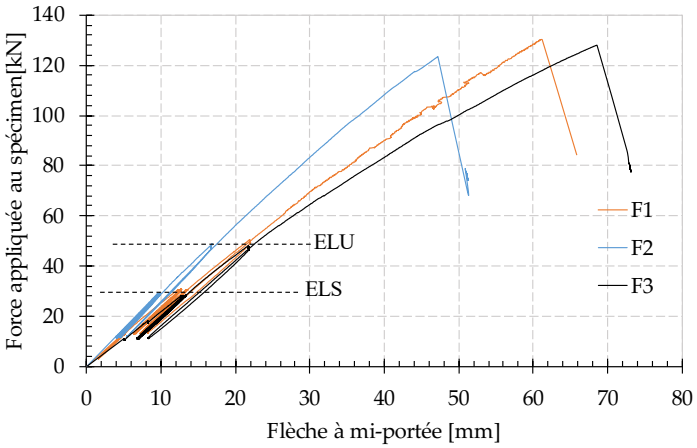
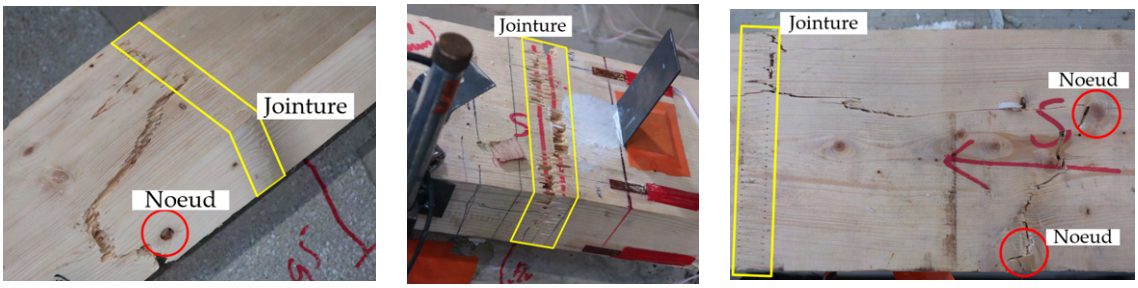


Figure 6. Courbes force-flèche des spécimens d'essai.



(a). (b). (c).

Figure 7. Mode de ruine des essais de flexion. (a) Essai F1, (b) Essai F2, (c) Essai F3.

D. Rigidité flexionnelle

La rigidité flexionnelle du plancher mixte est calculée à l'aide de l'équation (1).

$$(EI)_{exp} = \frac{F}{96w}[a(3L^2 - 4a^2) + 3(a+b)L^2 - 4(a+b)^3] \quad (1)$$

où a est la distance entre le premier point de chargement et le support, a=1235 mm ; b est la distance entre deux points de chargement consécutifs, b=1360 mm ; L est la portée du spécimen d'essai, L=6550 mm ; F est la force appliquée au spécimen; w est la flèche du spécimen à mi-portée.

La rigidité flexionnelle expérimentale des spécimens d'essai est calculée et donnée dans le **Tableau 1.**

Tableau 1. Rigidité flexionnelle des spécimens d'essai.

Essai	EI_{1-ELS} (10^{13}) Nmm²	EI_{ELU} (10^{13}) Nmm²	F_{max} (kN)
F_1	1.22	1.15	130.2
F_2	1.57	1.49	123.5
F_3	1.14	1.13	128

Où, EI_{1-ELS} est la rigidité flexionnelle du plancher au 1er cycle de cylindrage à l'ELS, EI_{ELU} est la rigidité flexionnelle à l'ELU et F_{max} est la force maximale à la ruine.

A partir des valeurs obtenues, les spécimens des essais F_1 et F_3 ont montré une rigidité similaire, tandis que celle du spécimen de l'essai F_2 est plus élevée. La résistance du béton en compression de l'essai F_2, qui est supérieure à celle des essais F_1 et F_3, en est partiellement la raison.

E. Glissement

Pour les trois essais F_1, F_2 et F_3, le glissement relatif mesuré à l'interface entre le bois et le béton au niveau des connecteurs pour différents niveaux de chargement est illustré sur la Figure 8(a, b et c). Le glissement maximal mesuré durant les essais F_1, F_2 et F_3 était de 0,72 mm, 0,92 mm et 1,98 mm, respectivement. Ces valeurs de glissements sont inférieures au glissement moyen correspondant à la force maximale obtenue lors des essais de push-out (2,34 mm) [16]. Cela indique que, dans tous les essais de flexion, les connecteurs n'ont pas encore atteint la ruine. Cela a été confirmé ultérieurement par les découpes effectuées sur les spécimens testés pour étudier l'état des connecteurs après la ruine des spécimens (Figure 8(d)).

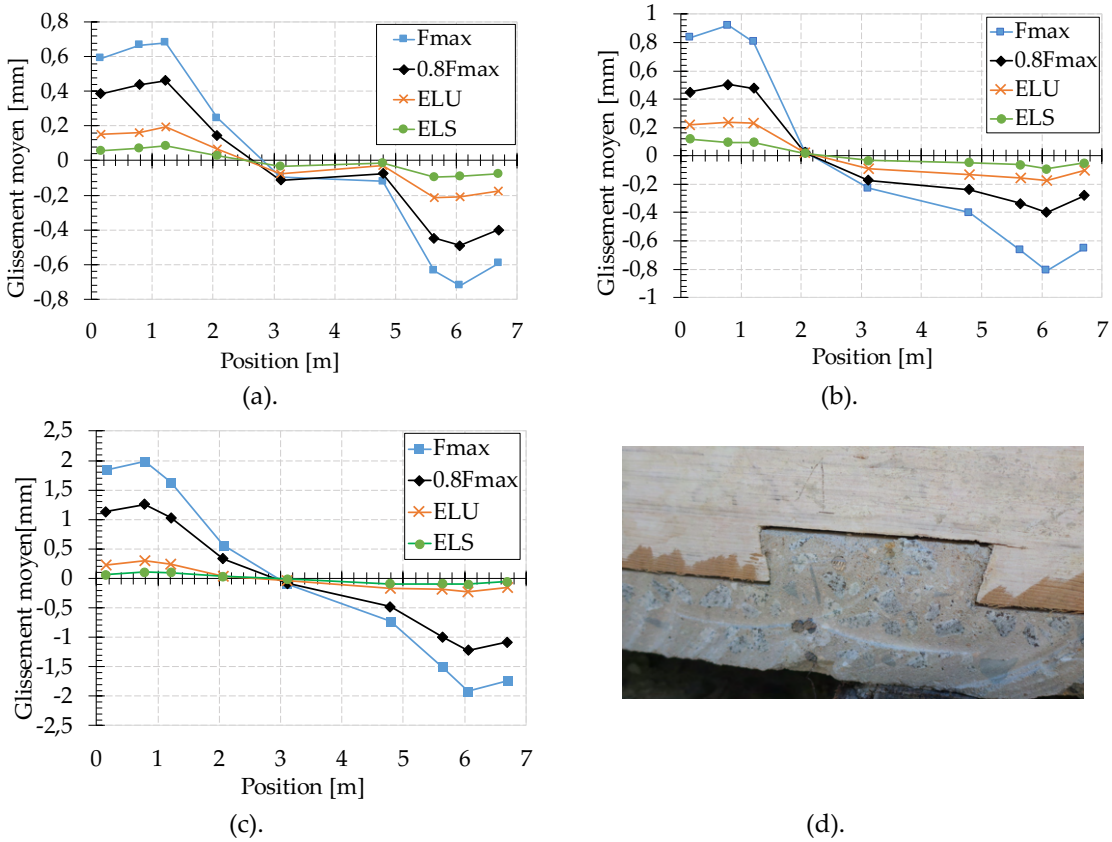


Figure 8. Courbes force-glissement. (a) Essai F_1, (b) essai F_2, (c) Essai F_3, (d) Etat des connecteurs après la ruine des spécimens.

F. Soulèvement

Le soulèvement mesuré entre le bois et le béton tout au long de la portée du plancher est présenté sur la Figure 9. Le soulèvement maximal enregistré est de 0,29 mm, 0,5 mm et 0,55 mm pour les essais F_1, F_2 et F_3, respectivement. Ces 3 essais permettent de valider que le soulèvement entre le bois et le béton est faible. Ceci vérifie l'efficacité de la connexion qui, par sa géométrie, apporte un blocage géométrique entre les deux matériaux.

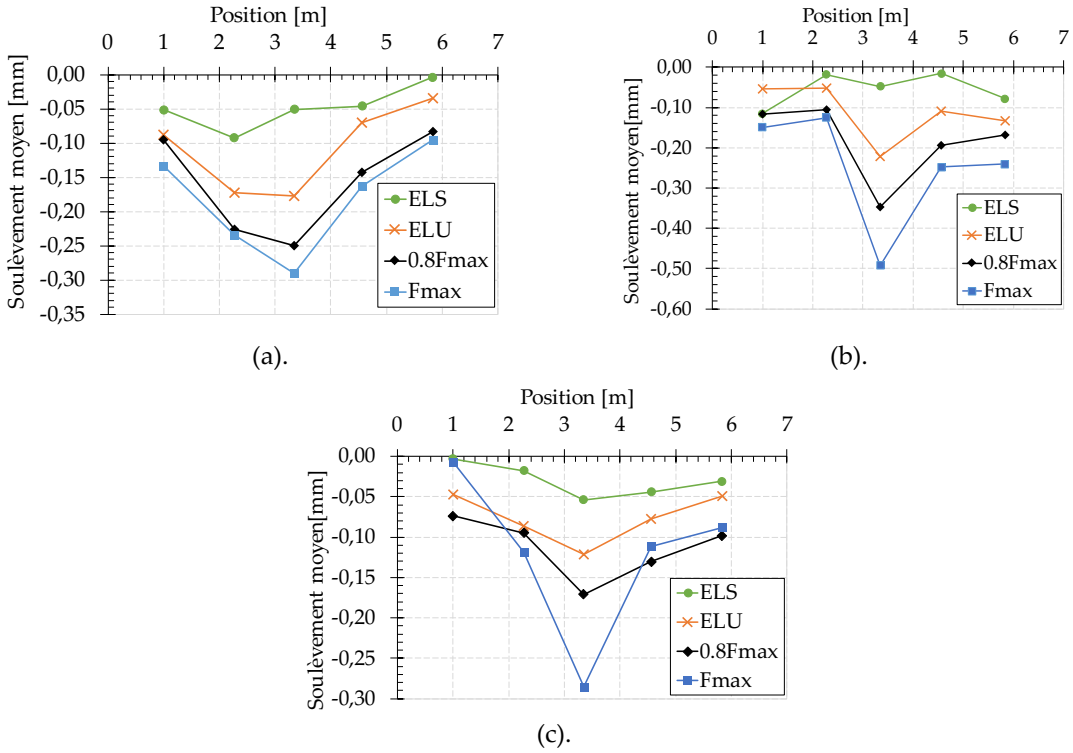


Figure 9. Courbes force-soulèvement. (a) Essai F_1, (b) essai F_2, (c) Essai F_3

III. ETUDE ANALYTIQUE

La méthode analytique γ, détaillée dans l'annexe B de l'Eurocode 5 [17], est souvent utilisée pour estimer la rigidité flexionnelle effective du plancher mixte bois-béton (par exemple, [18] et [19]). La rigidité flexionnelle effective $(EI)_{eff}$ est donnée via l'équation suivante :

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^{2} \left(E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2\right) \quad (2)$$

Dans cette expression, E_i, I_i et A_i désignent le module d'élasticité, le moment quadratique et la section transversale de la dalle de béton (i=1) et de la poutrelle en bois (i=2) ; a_i représente la distance entre le centre de gravité de l'élément (i) et le centre de gravité de la section mixte (voir Figure 10), donnée via les équations suivantes :

$$a_1 = \frac{\gamma_2 E_2 A_2}{\sum \gamma_i E_i A_i} d_{1-2} \quad (3)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1}{\sum \gamma_i E_i A_i} d_{1-2} \quad (4)$$

$$d_{1-2} = z_2 - z_1 \tag{5}$$

où d_{1-2} est la distance entre les centres de gravités des deux éléments, z_1 et z_2 représentent les distances depuis la surface supérieure de la dalle de béton jusqu'au centre de gravité des sections transversales du béton et du bois, respectivement, et γ_i est le facteur qui prend en compte le degré d'action composite, défini dans l'intervalle de 0 (pas d'action composite) à 1 (action composite complète).

En prenant le béton comme référence (γ_1=1), le facteur γ_2 est défini comme suit :

$$\gamma_2 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 A_2 E_2 s}{KL^2}} \tag{6}$$

où K et s sont la raideur et la distance entre les connecteurs, respectivement, et L est la portée du spécimen. La raideur de la connexion à l'état limite de service et à l'état limite ultime, obtenue à l'aide de l'essai push-out [16], est de 184.8 kN/mm et 167.3 kN/mm, respectivement.

La position du centre de gravité de la section composite z_c (voir Figure 10), mesurée par rapport à la surface supérieure de la dalle de béton, est donnée via l'équation suivante :

$$z_c = \frac{\sum_{i=1}^{2}(\gamma_i E_i A_i z_i)}{\sum_{i=1}^{2}(\gamma_i E_i A_i)} \tag{7}$$

Dans le présent article, pour le calcul analytique, le mécanisme de fissuration est approximé en négligeant la contribution des retombées en béton, en les considérant totalement fissurées. Seules les armatures en acier HA8 sont prises en compte (voir Figure 10).

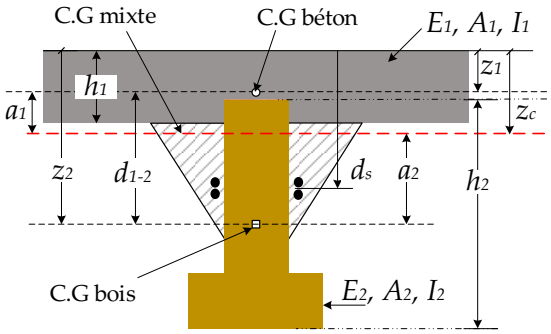


Figure 10. Section mixte bois-béton du spécimen d'essai avec les retombées en béton fissurées.

où h_1 et h_2 sont les hauteurs de la dalle de béton et de la poutrelle en bois, respectivement, et d_s est la position des armatures en acier HA8 par rapport à la surface supérieure en béton.

Les paramètres géométriques indiqués sur la Figure 10 sont mesurés pour chaque essai et donnés dans le **Tableau 2.**

Tableau 2. Propriétés géométriques des spécimens d'essai.

Elément	Paramètre	F1	F2	F3
Dalle de béton	h_1 [mm]	76	83.5	79.5
	z_1 [mm]	41.5	44.1	43.2
	A_1 [mm²]	34875	37982	36614
	I_1 [mm⁴]	33992832	36126620	37700607
	d_s [mm]	155	159	159.5
Poutrelle en bois	h_2 [mm]	236.5	234.5	234.5
	z_2 [mm]	99.5	98.5	99.4
	A_2 [mm²]	20337	20136	19897
	I_2 [mm⁴]	103000000	99900000	99700000

Les différents paramètres de la méthode analytique Gamma sont calculés et donnés dans le Tableau 3.

Tableau 3. Rigidité flexionnelle effective des spécimens d'essai de flexion.

Niveau de charge	Paramètre	F_1	F_2	F_3
ELS	γ_1	0.65	0.58	0.64
	γ_2	1		
	a_1[mm]	38.8	34.7	37.7
	a_2[mm]	112.7	120.7	113.7
	$(EI)_{eff}$[10^{13}Nmm²]	1.20	1.32	1.20
	EI_{exp}[10^{13}Nmm²]	1.22	1.57	1.14
	Erreur (%)	1.6	15.9	5
ELU	γ_1	0.63	0.56	0.62
	γ_2	1		
	a_1[mm]	39.9	35.8	38.8
	a_2[mm]	111.6	119.5	112.6
	$(EI)_{eff}$[10^{13}Nmm²]	1.19	1.3	1.19
	EI_{exp}[10^{13}Nmm²]	1.15	1.49	1.13
	Erreur (%)	3.3	12.7	5

Selon les résultats indiqués dans le Tableau 3, une bonne corrélation entre la méthode analytique et l'expérimentation peut être observée pour les essais F_1 et F_3. En revanche, pour l'essai F2, la rigidité flexionnelle expérimentale est sous-estimée par la méthode Gamma, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, avec une erreur de 15,9% et 12,7%, respectivement. Ceci peut être dû à une prise en compte inadéquate de la fissuration du béton, négligeant ainsi l'effet bénéfique de la résistance en traction du béton dans l'essai F_2, qui est supérieure à celle des essais F_1 et F_3, sur la formation des fissures.

IV. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Cet article présente l'étude expérimentale et analytique du comportement en flexion d'un système de plancher mixte bois-béton avec une connexion innovante par encoche. Afin d'évaluer le mode de ruine, la rigidité flexionnelle, le glissement et le soulèvement, des essais de flexion inversés à six points sont réalisés sur trois spécimens d'une portée réelle de 6.55 m. Le mode de ruine, commun pour les 3 spécimens, est dominé par une rupture fragile en traction-flexion de la semelle de la poutre en bois. Il est à noter qu'après la ruine, aucune défaillance n'a été observée ni dans la dalle de béton ni dans les connecteurs par encoches. L'analyse du glissement et du soulèvement tout au long de la portée a mis en lumière l'efficacité de la connexion par cisaillement, éliminant ainsi le besoin d'éléments mécaniques supplémentaires.

De plus, la méthode analytique proposée dans l'Eurocode 5 est utilisée pour calculer la rigidité flexionnelle effective du plancher. Le mécanisme de fissuration est pris en compte d'une manière simplifiée, en considérant que la totalité des retombées en béton est fissurée. Une bonne corrélation, comparée aux résultats expérimentaux, est atteinte. Actuellement, une nouvelle méthodologie est en cours de développement afin d'affiner la représentation de la fissuration du béton dans le calcul analytique.

Afin d'étudier le comportement à long terme du plancher mixte proposé, une campagne expérimentale est lancée au laboratoire LGCGM, sur le site de l'INSA de Rennes. Elle permettra de suivre l'évolution de déformations et de la flèche du plancher au cours du temps.

REFERENCES

[1] UNEP, Buildings and Climate Change Summary for Decision- Makers, UNEP DTIE, Sustainable Consumption & Production Branch (2009). www.unep.fr/scp/sun.

[2] Ministère de la transition écologique et Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement, "RÉGLEMENTATION ENVIRONNEMENTALE DES BÂTIMENTS NEUFS (RE2020)," 2020.

[3] Ceccotti A., « Composite concrete–timber structures », Prog. Struct. Engng Mater, vol. 4, n° 3, 2002, p. 264–275.

[4] Faggiano B., Marzo A., Formisano A., Mazzolani F.M., « Innovative steel connections for the retrofit of timber floors in ancient buildings - A numerical investigation ». Computers and Structures, vol. 87, n° 1-2, 2009, pp. 1-13.

[5] X. Zhang, X. Hu, H. Gong, J. Zhang, Z. Lv, W. Hong, Experimental study on the impact sound insulation of cross laminated timber and timber-concrete composite floors, Appl. Acoust. 161 (2020), 107173.

[6] Z. Xie, X. Hu, H. Du, X. Zhang, Vibration behavior of timber-concrete composite floors under human-induced excitation, Journal of Building Engineering 32 (2020), 101744.

[7] A. Frangi, M. Fontana, E. Hugi, R. Jöbstl, Experimental analysis of cross-laminated timber panels in fire. Fire Safety J 44(8) (2009). https://doi.org/10.1016/j. firesaf.2009.07.007.

[8] A. Dias, Mechanical behaviour of timber-concrete joints, PhD thesis, Technische Universiteit Delft, April 2005.

[9] A.M.P.G. Dias, L.F.C. Jorge, The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams, Eng. Struct. 33 (11) (2011) 3033–3042, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.05.014.

[10] A. Ceccotti, Composite concrete-timber structures, Prog. Struct. Eng. Mat. 4 (2002) 264–275, https://doi.org/10.1002/pse.126.

[11] M.V.D. Linden, Timber-concrete composite beams, HERON 44 (3) (1999) 215–239.

[12] Gutkowski R, Brown K, Shigidi A, Natterer J. Laboratory tests of composite woodconcrete beams. Constr Build Mater 2008;22(6):1059–66.

[13] S. FUENTES, Caractérisation expérimentale, en flexion et en traction, des poutres en bois massif, Rapport de laboratoire, Ecole supérieure du Bois, Nantes, Janvier 2022.

[14] Eurocode 4, EN 1994-1-1:2005/Calcul des structures mixtes acier-béton, AFNOR, 2005.

[15] EN1991-1-1 **:** Eurocode 1 - actions sur les structures - Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06-111-1:2003-03, NA:2004-06, A1:2009-03).

[16] AL RAHIM, A., HENG, P., LEPOURRY, C., GERARD, L., & SOMJA, H. (2022). Caractérisation expérimentale du comportement statique d'une connexion innovante par encoches pour les planchers mixtes bois – béton. *Academic Journal of Civil Engineering*, *40*(1), 157-161. https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.39

[17] Eurocode 5, *NF EN 1995-1-1 : Conception et calculs des structures en bois*, AFNOR, 2005.

[18] S.J. Pang, K.S. Ahn, S.m. Jeong, G.C. Lee, H.S. Kim, J.K. Oh, Prediction of bending performance for a separable CLT-concrete composite slab connected by notch connectors. Journal of Building Engineering 49 (2022). https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103900.

[19] E. Martín-Gutiérrez, J. Estévez-Cimadevila, F. Suárez-Riestra, D. Otero-Chans, Flexural behaviour of a new timber-concrete composite structural flooring system. Full scale testing. Building Engineering 64 (2023). https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105606.

Seismic performance for castellated beams to CFT columns with welded connections

Haider E. AL-LABAN[1], Cheikhna DIAGANA[1], Jules ASSIH[1]

[1] *Institute of Thermal, Mechanics, Materials ITheMM EA 7548, University of Reims Champagne-Ardenne, Reims, France*

ABSTRACT This paper presents improving the seismic performance of the castellated beams with openings (hexagonal and circular) to the concrete-filled tube (CFT) columns with welded connections according to the SAC protocol (2000). The current study focuses on the interaction between the moment capacities and the rotational ductility in the special moment frame system. The plastic hinges previously formed at the CFT column with the solid beam; however, the enhancement of connection properties by forming the plastic hinges around the openings led to the transfer of the stresses from the CFT column to the castellated beam. Besides, the new limits of the center first opening to the column centerline hypothesized for plastic hinges spacing, S_h, and plastic hinges location of the toes-haunches at the top-bottom flanges, S_{ht}. These parameters are compared with the spacing from the column face to the center of the first opening, S. The results found that developing the self-weight economy resulted in between 13% and 14% reduction. Whereas the ultimate moment and ultimate rotation showed an increase of 3% and 25%, respectively.

Keywords Castellated beams, CFT columns, Welded connections, Plastic hinges, Cyclic loading

Nomenclature

D	Diameter of opening (mm)	V_p	Shear force at plastic hinges of FE (KN)
m_o	Adjacent spacing web openings (mm)	V_{Sd}	Global shear force of FE (KN)
S	Spacing from the column face to the center of the first opening (mm)	$V_{o,Rd}$	Shear force resistance of castellated beam (KN)
S_o	Web post distance between two openings (mm)	M_p	Plastic moment (KN.m)
S_h	Plastic hinges spacing (mm)	M_{Sd}	Global bending moment of FE (KN.m)
S_{ht}	Plastic hinges location (mm)	M_{pr}	Probable maximum moment at plastic hinges (KN.m)
d_c	Column depth (mm)	M_c	Critical moment (KN.m)
t_w	Web thickness of the I-cross section (mm)	$M_{o,Rd}$	Bending moment resistance of castellated beam (KN.m)
t_f	Flange thickness of the I-cross section (mm)	$M_{0.04}$	Ultimate moment at 0.04 rad of ultimate rotation (KN.m)
h	Beam depth (mm)	Z	Plastic section modulus of I-cross section (mm^3)
b	Beam width (mm)	r	Radius of root fillet (mm)

I. INTRODUCTION

Several failure modes were observed of building ruin to define the Kobe earthquake. Therefore, the plastifications near the connection area of the beam to the column were not considered (Nakashima, Inoue, and Tada, 1998). The design considerations of plastic hinges formation at a long beam prevented the premature failure of the collapse mechanism at the building stories (Taranath, 2004). The way castellated built out of the burning pattern was used one time along the web of the beam to divide the upper and lower parts. Consequently, the shear force is distributed equally on both tees at tension and compression edges. The benefits of castellated beams as well to have remained used for expanded beams the reduction of mass in steel frames and economy (Boyer, 1964). The results of the experimental test on castellated beams by (Hosain and Speirs, 1973) showed that the optimum opening geometry was affected by failure mode and ultimate strength. Besides, the high shear forces trend to form the plastic hinges around openings could be less capable of the failure of Vierendeel mechanism by satisfying of weld throat length. Also, the expansion of specimens increased in the original beam depth to 1.5 times. The effect of shear force in an object due to two opposing forces interacting with the structural member along parallel lines under loading (Gross, Hauger, Schröder, Wall, and Rajapakse, 2013). (Wang, Ma and Wang, 2014) investigated Vierendeel mechanism due to the high shear effect of applied concentrated load act on the mid-span of the simply supported castellated beam with one unit member opening of fillet corner. In addition to hexagonal and rectangular openings, circular openings with a lower shear capacity were also compared. Moreover, circular openings of effective different opening shapes led to a ratio of the shear force applied to the shear force of section properties that exceeded unity. (Bertero, Whittaker, and Gilani, 1995) demonstrated that top-bottom flange buckling occurred outside the triangle haunch with a plastic rotation of 0.028 rad.

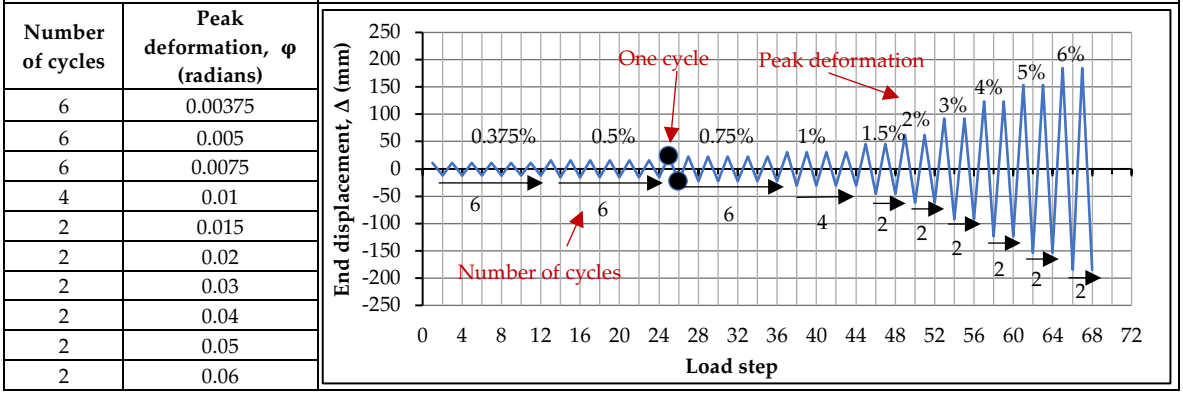
II. METHODOLOGY

A. Cyclic loading

The guideline design investigated this field to examine the manner of welded connection under cyclic loading from FEMA-350 by the SAC protocol. The three organizations of SAC in California found a solution for earthquake provisions with welded connections for moment steel frame buildings. This joint venture was provided by FEMA with report number 350 after the Northridge earthquake in 1994. Consequently, the structural system of the special moment frame (SMF) recommended the limit of drift angle capacity (φ) from 0.04 rad to 0.06 rad for reduced beam sections of welded fully restraint connection (FEMA-350, 2000). According to TABLE 1, amplitude load is incrementally started on the first degree of rotation of 0.00375. This value is transferred to the displacement, Δ, of 11.55 mm at the beam end by multiplying the beam length of the position load to the column centerline, L, of 3080 mm, namely ($\varphi = \Delta/L$), as shown in FIGURE 1(a). The number of cycles starts at six times, which is comparable to the accumulative load steps of twelve times in positive and negative directions. Therefore, these achieve 68 complete load steps equivalent to 34 cycle numbers (ABAQUS 6.14, 2014). The software analysis reached convergence on 1000 increment numbers of sub-step loads by using the Newton-Raphson solution technique.

TABLE 1. Beam end displacements for cyclic loading sequence.

(a): Numerical values (FEMA-350, 2000)		(b): Description of loading protocol (Current study)
Number of cycles	**Peak deformation, φ (radians)**	
6	0.00375	
6	0.005	
6	0.0075	
4	0.01	
2	0.015	
2	0.02	
2	0.03	
2	0.04	
2	0.05	
2	0.06	



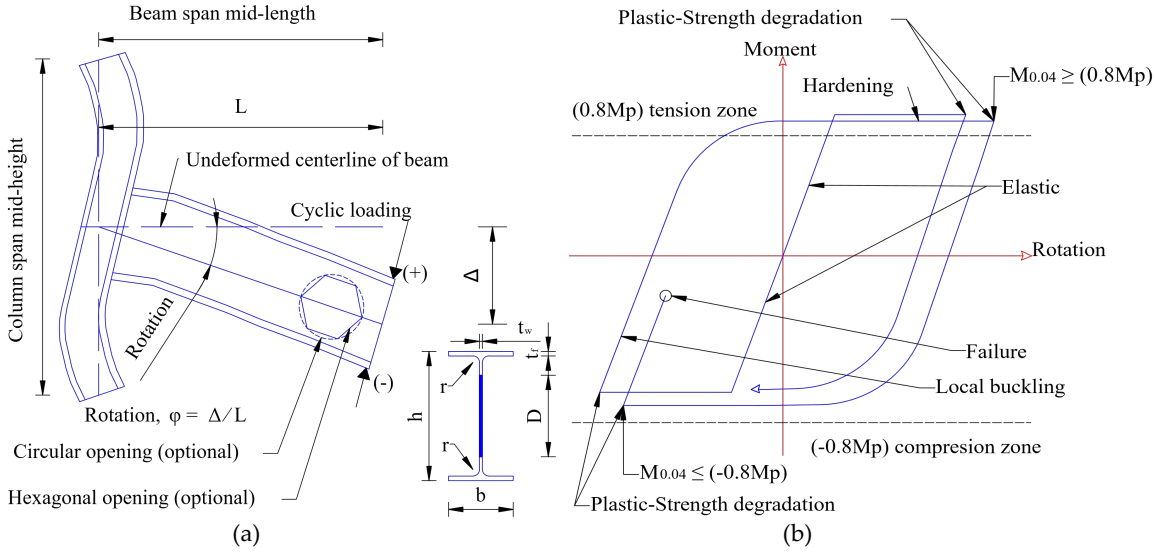


FIGURE 1. (a): Cyclic loading process, and (b): Moment-Rotation hysteretic behavior.

B. Influence of plastic moment capacity

In this study, hysteretic curves representing the moment-rotation behavior of conventional beams and castellated beams with the same cross-sectional depth of 300 mm are compared. One of the requirements of the seismic force-resisting system (SFRS) is that the drift angle of the story (φ) of the beam to the column should be greater than or equal to (0.04 rad). Moreover, the horizontal tension and compression thresholds restrict the behavior of the frame as ($M_{0.04} \geq 0.8M_p$) and ($M_{0.04} \leq -0.8M_p$), respectively. Where the ($M_{0.04}$) is the ultimate moment to meet the ultimate rotation at 0.04 rad, and the (M_p) is the plastic moment. These limits should be greater or equal to 80% of (M_p) in tension and less or equal to 80% of (M_p) in compression (ANSI/AISC 341-16, 2016) (see FIGURE 1(b)). According to (Lawson and Hicks, 2011; Tsavdaridis, Lau and Alonso-Rodríguez, 2021), the plastic moment capacity can be calculated by using Equations (1) and (2).

$$M_{p\,(solid\ beam)} = Z\,f_y \quad (1)$$

$$M_{p\,(castellated\ beam)} = \left(Z - \frac{D^2 \times t_w}{4}\right) f_y \quad (2)$$

Where (Z) is the plastic section modulus on the strong axis y-y, (t_w) is the web thickness, (D) is the opening diameter, and (f_y) is the nominal steel yield strength (see FIGURE 1(a)).

III. MODELS DESCRIPTION

A. Material properties

The column length is 3625 mm of the square hollow section, which is cross-sectional dimensioned (160 × 6 mm) and filled with concrete. The plasticity damage of the concrete by considering compressive stress of 20 MPa was assumed (Hafezolghorani et al., 2017). The length of the steel beam is 3000 mm. The characteristics of steel grade S355 of beam IPE300 obtained from (Long Carbon Europe-Arcelor Mittal, 2006). Based on (Eurocode 3, 2005), the yield strain is ($\varepsilon_y = f_y/E_s$), and the ultimate strain equals ($\varepsilon_u \geq 15\ \varepsilon_y$). These are considered (0.0017 and 0.0255, respectively). The elastic steel modulus, E_s, is assumed to be (210 GPa), and a Poisson's ratio, υ_s, of (0.3). Furthermore, the tensile test coupon satisfied the strain-hardening of the tri-linear curve from the plastic region (b) to reach ultimate tensile strength, f_u, of 445 MPa adopted from (Díaz et al., 2018).

B. Geometrical details

The economically advantageous design of castellated beams supports the floor with a light self-weight to create large service areas (Boyer, 1964). (Al-Laban and Salman, 2021) investigated that the parameter (S) proved to be the ideal distance of 350 mm of the first web hexagonal opening to the face column and the (D) to be 0.8h. (Lagaros et al., 2008) used the limits of (D = 0.95h) and (D = 0.88h) for castellated IPE300 with circular openings to satisfy the design criteria. TABLE 2 summarized the geometrical constructional details of current numerical models, as shown in FIGURE 2(a).

IV. INFLUENCE OF PLASTIC HINGES FORMATION

The fabrication of the openings at the web and the high shear pressures acting on the flange beam are the usual causes of failure mode such as Vierendeel mechanism. Vierendeel mechanism generates global shear-moment capacities transfer around the opening to form stresses as revealed by plastic hinges at the tee-section of the beam. Therefore, (Chung, Liu, and Ko, 2001) proposed the practical design of Eq. (3) to estimate a hazard of capacities design at web openings, (see FIGURE 2(b)). Where global shear force, V_{Sd}, at the opening crown, and global bending moment, M_{Sd}, are extracted by (ABAQUS 6.14, 2014). The shear capacity, $V_{o,Rd}$, and moment capacity, $M_{o,Rd}$, are computed from cross-sectional properties by web openings effectively.

$$\left(V_{Sd}/V_{o,Rd}\right)^{2.5} + \left(M_{Sd}/M_{o,Rd}\right)^{2.5} \leq 1 \quad (3)$$

Based on (Bruneau, Uang, and Sabelli, 2011), Equation (4) is used to determine the critical moment at the column centerline, M_c. FIGURE 2(c) shows the formation of four to six plastic hinges

at a 30° degree angle at the toes of the hexagonal opening. A circular opening is enclosed by four plastic hinges at a 21° degree angle at the tension edge and a 40° degree angle at the compression edge. The (S_h) is the plastic hinges spacing of the center first opening to the column centerline of the limit of ($S_h = S + d_c/2$). The (S_{ht}) is the plastic hinges location of the toes-haunches at the top-bottom flanges to the centerline of the first opening equivalent to the limit of ($S_{ht} = S_o + D/2$).

$$M_c = M_{pr} + V_p(S_h + 0.5\, d_c) \quad (4)$$

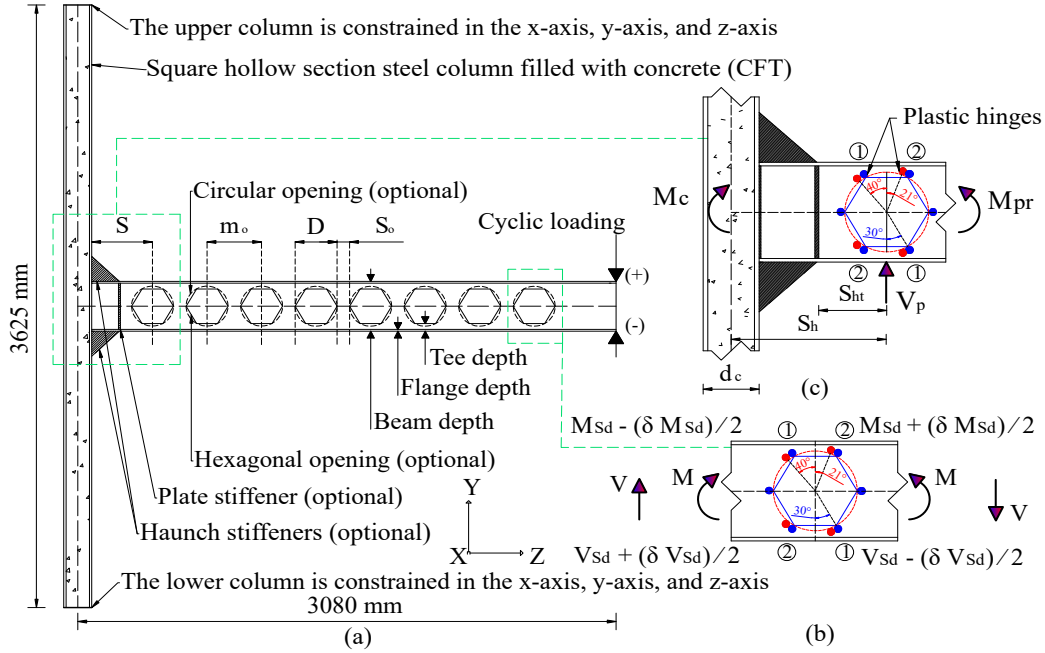


FIGURE 2. Installation of models, (a): Details configuration, (b): Effect of Vierendeel mechanism, and (c): Effect of moment capacity of plastic hinges.

V. FINITE ELEMENT ANALYSIS

A. Test verification

In this study, the finite element method of the hysteretic curve is validated with experimental and numerical tests by (Zhang *et al.*, 2022) to measure the amplitudes of material properties to convergence of the design criteria. FIGURE 3 shows an absolute average calibration percentage of approximately 5% to indicate a good acceptance between models.

B. Finite element models

The cyclic loading is applied as increment displacement under seismic excitation of the SAC protocol (FEMA-350, 2000). (ABAQUS 6.14, 2014) is used to extract the end displacements of the beam for all parametric models. The models are restrained on both ends of column supports by six degrees of freedom, and it doesn't allow translation and rotation in the x-axis, y-axis, and z-axis directions. The geometries of elements are precisely homogenous to each other. The three-dimensional stress of solid elements is modeled of a 10-node quadratic tetrahedron of the element

type (C3D10). The castellated beams with hexagonal and circular openings consist of 15784 and 15248 elements, respectively, and the solid beam of (17988) elements.

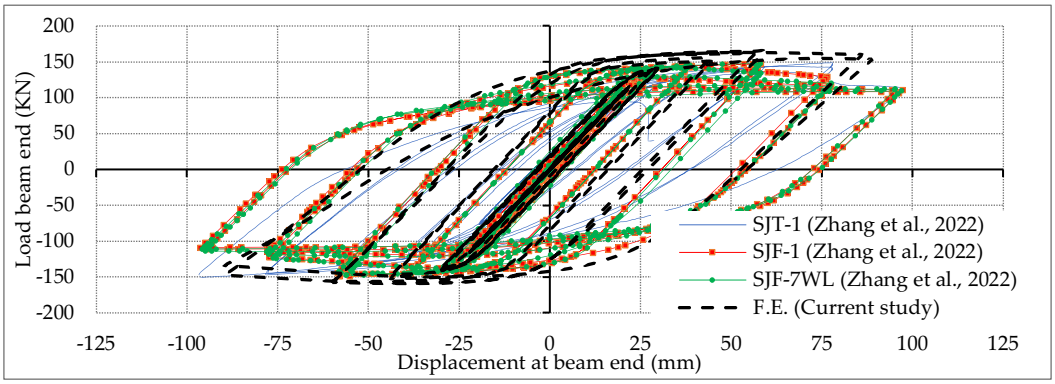


FIGURE 3. Comparison of the hysteretic curves of force-displacement behavior.

VI. RESULTS AND DISCUSSION

TABLE 2 summarized the model results of opening parameters, shear capacity ratio, moment capacity ratio, normalized moment capacities, and rotational ductility. Both models J and L are stiffened by a haunch of (300 × 150 × 10.7 mm). The model K is stiffened of haunch with (165 × 150 × 10.7 mm). Similarly, models M and N are haunch-stiffened (158 × 150 × 10.7 mm), whereas model N is stiffened more with a vertical plate of (278 × 71 × 10.7 mm).

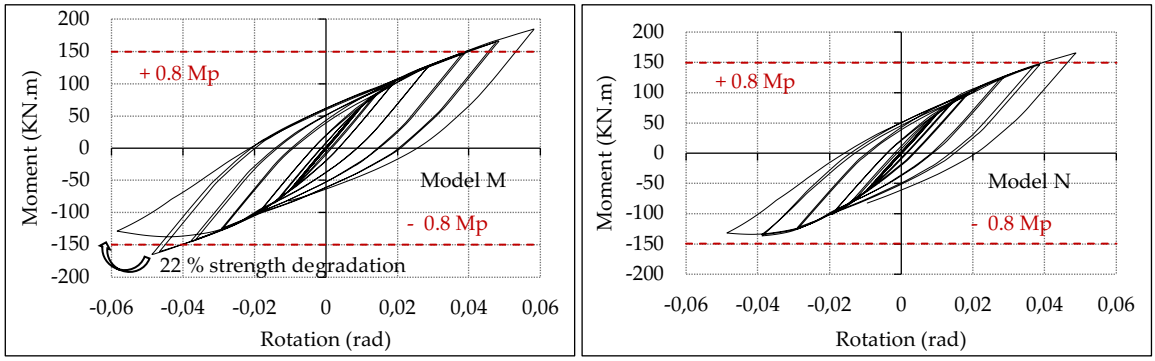
TABLE 2. Summary of model results.

Model	Openings number	Opening parameters			Area opening (mm^2)	$V_{Sd}/V_{o,Rd}$	$M_{Sd}/M_{o,Rd}$	M_c/M_p	D_φ	Stiffened
		S (mm)	D (mm)	S_o (mm)						
A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	11	No
B	7-circular	600	221	111	38,340.1	0.142	0.466	1.23	17	No
C	8-hexagonal	600	200	100	25,980.8	0.123	0.452	1.23	17	No
D	8- hexagonal	350	240	80	37,412.3	0.28	0.822	1.24	12	No
E	9- hexagonal	350	240	48	37,412.3	0.281	0.824	1.24	12	No
F	8- hexagonal	350	240	72	37,412.3	0.294	0.859	1.25	13	No
G	9- circular	350	240	48	45,216	0.264	0.773	1.24	12	No
H	8- circular	350	240	80	45,216	0.272	0.796	1.24	12	No
I	9- circular	350	210	80	34,618.5	0.228	0.797	1.24	12	No
J	9- circular	350	210	80	34,618.5	0.256	0.893	1.25	12	Yes
K	9- circular	350	210	80	34,618.5	0.245	0.856	1.25	14	Yes
L	8- hexagonal	350	240	80	37,412.3	0.254	0.742	1.23	13	Yes
M	8- hexagonal	350	240	72	37,412.3	0.337	0.988	1.27	21	Yes
N	8- hexagonal	350	240	72	37,412.3	0.3	0.887	1.25	18	Yes

A. Hysteretic curves

The moment-rotation capacities of the hysteric curve behavior are computed from (ABAQUS 6.14, 2014). The horizontal threshold line corresponds to the ($0.8M_p$) capacity in tension and compression edges governed by the strength of the models. The final two cycles of (28 and 29) reached model A

of the ultimate moment of (+160.93 KN.m and −152.40 KN.m) and the ultimate rotation of (±0.0389 rad). In contrast with model A, the (S = 600 mm) gained an increase rotation of 50% to be (±0.0583 rad) and a decreasing moment of 44% to be (+89 KN.m) for models B and C. The (S = 350 mm) led to an increase in the rotation of 25% of model F and the conservative value of model I to be (−0.0486 rad and −0.0389 rad), respectively. Whereas the decreasing moment of 6.5% and 2% to be (−142.4 KN.m, and −149.5 KN.m), respectively are observed for models F and I. The shear capacity ratio $(V_{Sd}/V_{o,Rd})$ and moment capacity ratio $(M_{Sd}/M_{o,Rd})$ exceeded the unity by applied Eq. (3), which was noticed in model M between all models, as summarized in TABLE 2. Consequently, model M buckled in the compression region with a 22% decrease in strength, namely (from 164.8 KN.m to 129 KN.m) in the compression region (see FIGURE 4(a)). Model N reinforced the connection area by stiffening a vertical plate in the parallel web of the beam, which achieved increasing moment and rotation capacities of 3% and 25% to be (+165.5 KN.m, and ±0.0486 rad), respectively (see FIGURE 4(b)).



(a): Model M (b): Model N

FIGURE 4. The moment-rotation hysteretic curves, (a): Model M, and (b): Model N.

B.Influence of strength, ductility, and economy

The steel properties of the weight, density, and sectional area are adapted from (Long Carbon Europe-Arcelor Mittal, 2006)**.** The basic weight of the solid beam length of 3000 mm is calculated to be 126.69 Kg. In contrast with models C and G, the weight was reduced to 9 % and 18 % to be (115.1 Kg, and 104 Kg), respectively. The optimal economical weight reduction of 13% and 14% is represented by a limit of (D/h = 0.8) for hexagonal openings and a limit of (D/h = 0.7) for circular openings, respectively (see FIGURE 5(a)). According to (Naeim, 2001), the limitation of 1.25 satisfied the moment capacities of structural response under seismic excitation. The normalized moment of the critical moment over the plastic moment has developed the behavior of connections that achieved the mechanism of a strong column-weak beam, as plotted in FIGURE 5**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**(b). Model M exceeds the limit to be 1.27, although the rotational ductility, D_φ, increased to 21. The rotational ductility (D_φ) is found by dividing the ultimate rotation of the final cycle (φ_u) by the yield rotation for the first cycle (φ_y), namely $(D_\varphi = \varphi_u/\varphi_y)$.

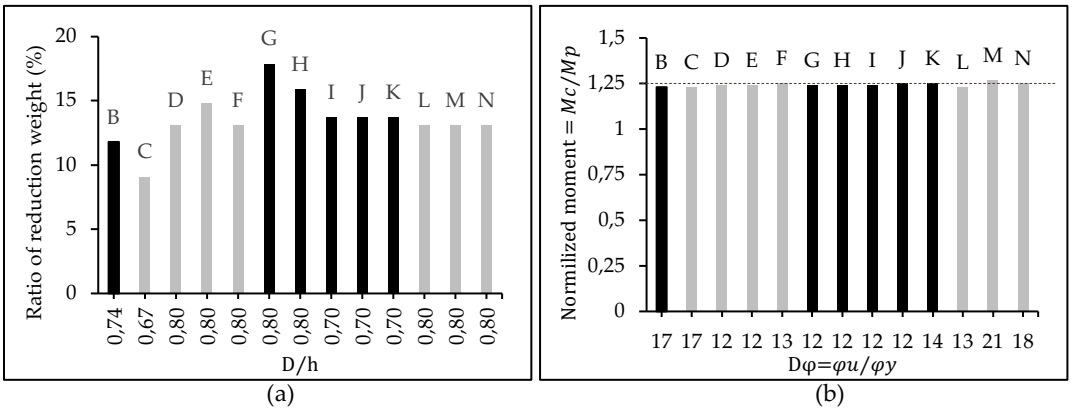


FIGURE 5. **(a): Comparison ratio of reduction weight and ratio of openings shape and size, and (b): Interaction between normalized moment and rotational ductility.**

C. Distribution of Von-Mises stress

Model A reached Von-Mises stress of 330 MPa of the connection area of the panel zone, as shown in FIGURE 6(a). Model B achieved the maximum stress of compression edges of the first opening 208 MPa of section (1-1) and the maximum stress of tension edges of 192 MPa of section (2-2) (see FIGURE 6(b)). Whereas model C increased the value of the maximum stress of compression and tension edges by 4% and 5% to be (216.32 MPa, and 201.6 MPa), respectively. The highest stresses of 445 MPa reached compression edges during the forming of the plastification around the opening by models G and E, and hence Vierendeel mechanism occurred. The critical length of the haunch of model M led to the failure mode of flange local buckling at the bottom flange out of the haunch (see FIGURE 6(c)). However, model N achieved crucial homogeneous distribution stresses to enhance the behavior of the frame resistance (see FIGURE 6(d)).

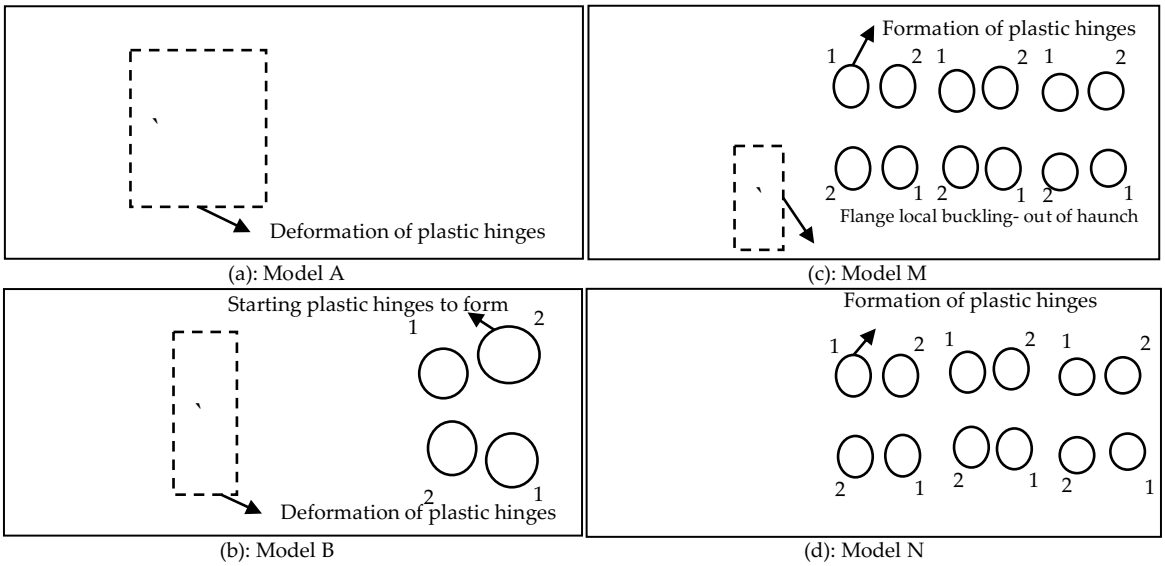


FIGURE 6. **Von-Mises stresses, (a): Model A, (b): Model B, (c): Model M, and (d): Model N.**

VII. CONCLUSIONS

In the current study, the plastic hinges located at the center of the first opening to the toe-haunch are found to develop the strength and ductility equivalent to the limit of ($S_{ht} = S_o + D/2$), and limit of ($S_h = S + d_c/2$). The ideal inner depth openings of a circular and a regular hexagonal are ($D = 0.7h$) and ($D = 0.8h$), respectively. Consequently, the motivation of the plastic hinges surrounding the opening carried the stresses out of the column, namely (maintain the column strong-weak beam). The optimal distance from the face column to the center of the first opening ($S = 350$ mm) should be equivalent to the beam height and formed plastic hinges around the openings. As compared to the results of model A, model N showed a 25% increase in ultimate rotation capacity and a 3% increase in ultimate moment capacity. Furthermore, serviceability and economy also observed that the ideal reduction in the self-weight ranged from 13% to 14%.

VIII. REFERENCES

A. L. Zhang, C. H. Li, X. C. Liu, & X. Chen (2022). Seismic performance of joint for H-beam to CFST column with field-bolted flange-splicing. *Journal of Constructional Steel Research*, 196, 107375. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107375

ABAQUS 6.14 (2014). Analysis User's Guide. *Analysis User's Guide*, Volume IV: Elements. http://130.149.89.49:2080/v2016/pdf_books/CAE.pdf

ANSI/AISC 341-16 (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. *American Institute of Steel Construction,* Chicago. https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/seismic-provisions-for-structural-steel-buildings-ansi-aisc-341-16.pdf

B. S. Taranath (2005). Wind and Earthquake Resistant Buildings Structural Analysis and Design. *Library of Congress Cataloging*, New York. https://doi.org/10.1201/9780849338090

C. Díaz, M. Victoria, O. M. Querin, & P. Martí (2018). FE Model of Three-Dimensional Steel Beam-to-Column Bolted Extended End-Plate Joint. *International Journal of Steel Structures*, 18, 843–867. https://doi.org/10.1007/s13296-018-0033-y

EN 1993-1-1 (2005). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. *CEN national Members,* Brussels. https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1993.1.1.2005.pdf

F. Naeim (2001). The Seismic Design Handbook. *Second edition, Library of Congress Cataloging*, New York. https://doi.org/10.1007/978-1-4615-1693-4.

FEMA-350 (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. *Report No. FEMA 350, SAC Joint Venture*, California. https://mitigation.eeri.org/files/fema-350.pdf

D. Gross, W. Hauger, J. Schröder, W. A. Wall, & N. Rajapakse (2013). Engineering mechanics 1 Statics. *Second edition, Springer*. https://link.springer.com/book/10.1007/978-3-642-30319-7

H. E. Al-Laban, & N. Salman (2021). Parametric study of reduced web section of beam to column welded connection with castellated beam having hexagonal openings and subjected to

cyclic loading. *IOP Conference Series: Journal of Physics*, 012211. https://doi.org/10.1088/1742-6596/1973/1/012211

J. P. Boyer (1964). Castellated Beams—New Developments. *AISC Engineering Journal*, 1(3), 104–108. https://scholar.google.fr/scholar?cluster=12774280677403723645&hl=en&as_sdt=2005&sciodt=0,5&scioq=Castellated+beams-new+developments

K. D. Tsavdaridis, C. K. Lau, & A. Alonso-Rodríguez (2021). Experimental behaviour of non-seismical RWS connections with perforated beams under cyclic actions. *Journal of Constructional Steel Research*, 183, 106756. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106756

K. F. Chung, T. C. H. Liu, & A. C. H. Ko (2001). Investigation on vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings. *Journal of Constraction. Steel Researched,* vol. 57(5), 467–490. https://doi: 10.1016/S0143-974X(00)00035-3

Long Carbon Europe-Arcelor Mittal (2006). *Profilés et Aciers Marchands Sections and Merchant Bars Profile- und Stabstahl*. https://dokumen.tips/documents/catalog-europrofile.html?page=1

M. Bruneau, C. M. Uang, & R. Sabelli (2011). Ductile Design of Steel Structures. *Second edition, McGraw-Hili Companies*, New York. https://docplayer.net/65510227-Ductile-design-of-steel-structures.html.

M. Hafezolghorani, F. Hejazi, R. Vaghei, M. S. B. Jaafar, & K. Karimzade (2017). Simplified damage plasticity model for concrete. *Structural Engineering International*, 27, 68–78. https://doi.org/10.2749/101686616X1081.

M. Nakashima, K. Inoue, & M. Tada (1998). Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. *Engineering Structures*, 20, 271–281. https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00019-9.

M. U. Hosain, & W. G. Speirs (1973). Experiments on Castellated Steel Beams. *Welding Journal*, 329–342. https://s3.us-east-1.amazonaws.com/WJ-www.aws.org/supplement/WJ_1973_08_s329.pdf

N. D. Lagaros, L. D. Psarras, M. Papadrakakis, & G. Panagiotou (2008). Optimum design of steel structures with web openings. *Engineering Structures*, 30, 2528–2537. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.02.002.

P. Wang, Q. Ma, & X. Wang (2014). Investigation on Vierendeel mechanism failure of castellated steel beams with fillet corner web openings. *Engineering Structures*, 74, 44–51. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.05.008

R. M. Lawson, & S. J. Hicks (2011). Design of Composite Beams With Large Web Openings. *Steel Construction Institute,* United Kingdom. https://www.steelconstruction.info/images/e/e7/SCI_P355.pdf

V. V. Bertero, A. S. Whittaker, & A. S. Gilani (1995). The FEMA Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures. *Test Summary No. 16*, Berkeley, California. https://www.sacsteel.org/test/Report16.doc.pdf

Numerical and analytical determination of the CLT panel width needed for the development of demountable and efficient steel/CLT slim floors.

ZAAFOURI Saleh[1], JAAFARI Chaimaa[1], DURIF Sébastien[1], BOUCHAIR Abdelhamid[1], AUDEBERT Maxime[2], JURKIEWIEZ Bruno[3].

[1]*Université Clermont Auvergne, INP Clermont Auvergne, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France.*

[2]*Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint-Etienne, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS), Université de Lyon, UMR 5513, 58 rue Jean Parot, 42023 Saint-Etienne, Cedex 2, France*

[3]*Laboratoire des matériaux composites EA 7427, Université Claude Bernard Lyon 1, France*

RESUME

The research project first involved developing two numerical finite element models to simulate three-point bending tests performed by authors on a steel beam and a CLT beam respectively. These models were validated by comparison with experimental results. Subsequently, a parametric study, both analytical and numerical, was undertaken to determine the width required for the stiffness of a new CLT floor configuration to approach that of an HEA 160 steel beam. The study concluded that a CLT floor of HEXAPLI-5L configuration, 140 mm thick and 1500 mm wide, has an initial stiffness comparable to that of a steel beam (HEA 160). These results will play a crucial role in the design of an innovative CLT-steel composite slim floor prototype with efficient mechanical properties.

Keywords: **three-point bending, composite slimflor, mechanical behavior.**

I. INTRODUCTION

Advances in the processing of wood products have led to the development of new structural wood materials, such as cross-laminated timber (CLT) and other large-scale products (e.g. glued laminated timber (glulam), doweled laminated timber (DLT) and nailed laminated timber (NLT)), generally grouped under the term mass timber [1]. Mass timber is manufactured by gluing pieces of sawn timber of various sizes together to create large panels or beams, using adhesives or mechanical fasteners. Cross-laminated timber (CLT) is one of the most widely used mass timber products for wall [2] [3] [4], beam [5], and floor construction [6] [7] due to its durability [8], widespread availability, ease of manufacture and installation, fire resistance [9], and seismic resistance [10]. Composite assemblies based on CLT are emerging as alternatives to provide floor systems with efficient design and optimum structural performance. CLT panels are now frequently used in multi-story timber-frame buildings. The switch to CLT floors in replacement of other materials solutions promotes a reduced carbon footprint, easier prefabrication, and a better strength-to-weight ratio. The perpendicular inner laminates of CLT panels ensure dimensional stability and bidirectional load-bearing capacity, just like traditional reinforced concrete slabs. However, there is a compelling case for utilizing a composite blend of CLT and steel. This is primarily due to steel's ductility, which can offset the inherent brittleness of wood in tension. Additionally, steel boasts a superior strength-to-weight ratio and enables swift on-site installation and reusability when compared to alternative materials. Yet there are only a few studies on this composite

floor typology concerning its out-of-plane behavior and vibration response [11][12], making the implementation of specific design provisions in the next generation of building codes and design standards impractical.

In this study, the first part involved the validation of two numerical finite element models using Abaqus software to simulate two three-point bending tests, one carried out on an HEA 160 steel beam and the other on a CLT beam, via a comparison with our experimental results, . In the second part, these models were used to carry out a parametric study to select the width of CLT panel to be used, so that its stiffness is close to that of the HEA 160 steel beam. Such parametric study was also performed using the method for theoretically resistance analysis of CLT panels is the Mechanically Jointed Beams, also called the Gamma Method (γ-method) [13].

II. VALIDATION OF NUMERICAL MODELS

Validation of the numerical models will be carried out by comparing experimental results with results driven from numerical simulations.

The three-point bending test simply consists in subjecting a beam or floor to two fixed cylindrical supports at the bottom, with a third support in the middle of the beam and applying a displacement to this support until the beam breaks (Figure 1).

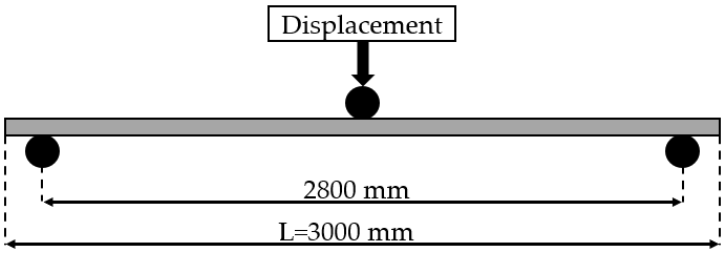


FIGURE 1. Three-point bending test set-up.

Using the ASTM D790-17 standard [14], we verified the conditions for conducting the three-point bending test on our CLT and HEA 160 beams, (Section of beams showing in Figure 2).

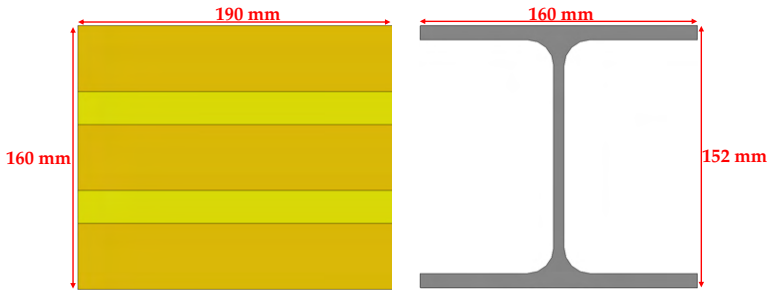


FIGURE 2. Sizes of CLT and HEA 160 beams

- **HEA 160 beam :** $16 < \frac{L}{h} = \frac{2800}{152} = 18.42 < 32$ **and** $\frac{160}{152} = 1.05 < 4$ ***ok*** **.**
- **CLT beam :** $16 < \frac{L}{h} = \frac{2800}{190} = 17.5 < 32$ **and** $\frac{190}{160} = 1.19 < 4$ ***ok*** **.**

II.1 Steel beam

The steel beam studied is an HEA 160 with a length of 3 meters. It was modeled in Abaqus (Figure 2). Steel was modeled as an isotropic material, with a density ρ of 7850 kg/m³, a Poisson's ratio ν of 0.3, and a modulus of elasticity E of 210 GPa [15]. From tensile tests carried out on samples taken from the web

and flanges of the HEA160 beam, it was possible to determine the elasto-plastic properties with strain-hardening of the steel forming the HEA160 beam (Table 1).

Numerical simulation using the finite element method presupposes the use of a type of element suited to the problem being modeled. In this case, the study concerns bending beams. It was therefore decided to use 20-node C3D20R quadratic elements. With the help of a mesh sensitivity study, we opted for a mesh composed of hexahedral quadratic elements with a mesh size of 20 mm for the entire structure and 5 mm at the supports (20-5 mm)(Figure 3).

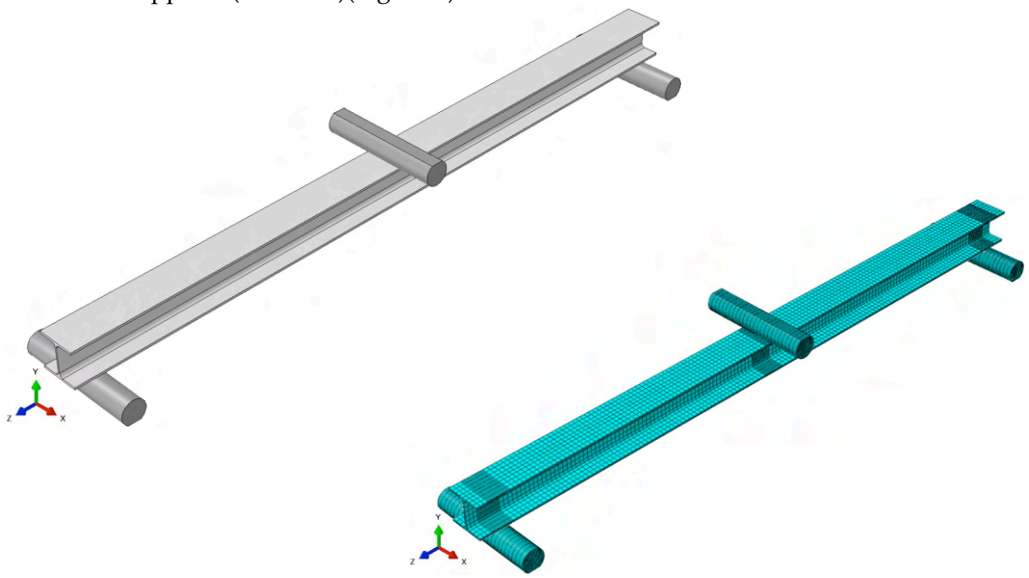


FIGURE 3. **Numerical model of the three-point bending test on a steel HEA 160 beam (** Mesh size of 20 mm everywhere except at the supports where a 5 mm mesh size was adopted)

A vertical displacement along the y-axis equal to the experimentally determined maximum displacement (75 mm for the HEA 160 beam) was imposed at the mid-support, while the two ends of the beam were simply supported by two cylindrical supports at the bottom. The connection between the supports and the beam involves frictional contact with a coefficient of 0,2.

Table 1 displays the average mechanical property values of HEA 160 steel obtained through tensile testing on samples taken from both flanges and the web of our HEA 160 section after the three-point bending test.

TABLE 1. **Mechanical behavior of steel**

Plastic Strain	Yield Stress [MPa]
0	0
0.0015	318.48
0.0035	321.6
0.0473	420
0.0938	489.5
0.1382	529
0.1808	542.4
0.2216	533.75
0.2453	460.8

Figure 4 shows a comparison between the force versus displacement curve determined numerically and the one obtained experimentally. This comparison reveals a difference of 0.1% in terms of initial stiffness and of 0.5% in terms of maximum force.

This comparison allowed validating the three-point bending numerical model of the HEA160 beam (Figure 4).

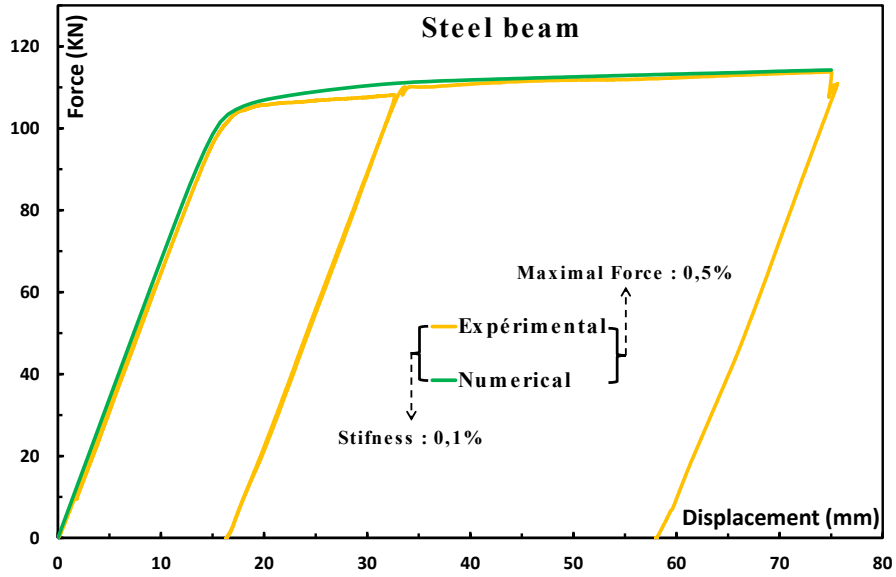


FIGURE 4. **Comparison of experimental and numerical results (steel HEA 160 beam under flexure)**

II.2 CLT beam

II.2.1 Numerical model

TCLT is made up of layers of wood glued together horizontally, each layer containing one or more wooden planks. In our case, we have 5 layers: 3 longitudinal layers containing a single plank with a width of 19 cm and a thickness of 4 cm, and 2 transverse layers containing several planks with widths of 18 cm and 14 cm, each with a thickness of 2 cm (figure 4). This beam was modeled in 3D as shown in Figure 5.

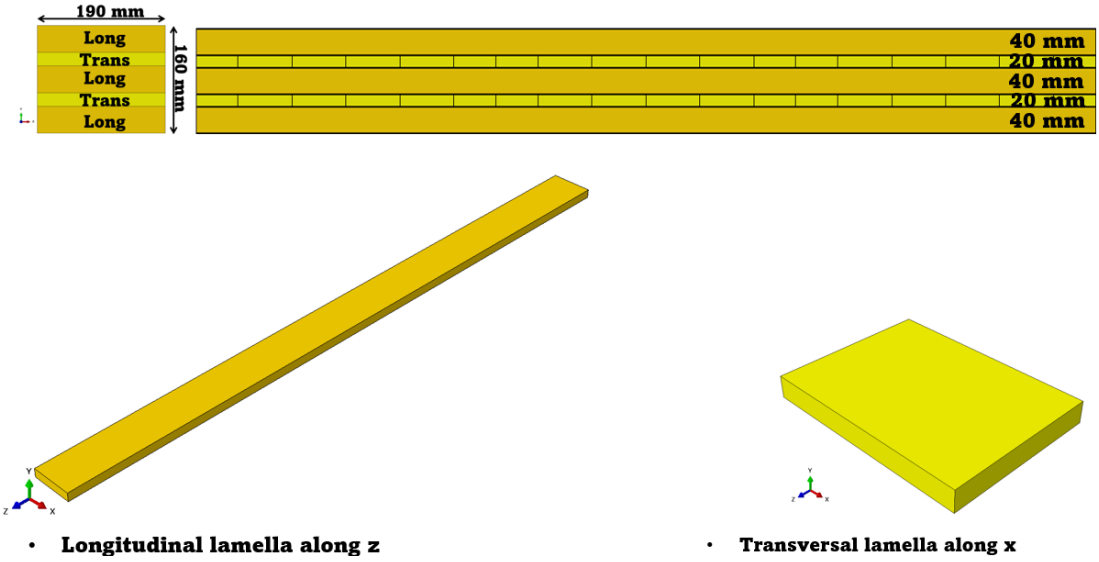


FIGURE 5. **Geometry of the studied CLT beam**

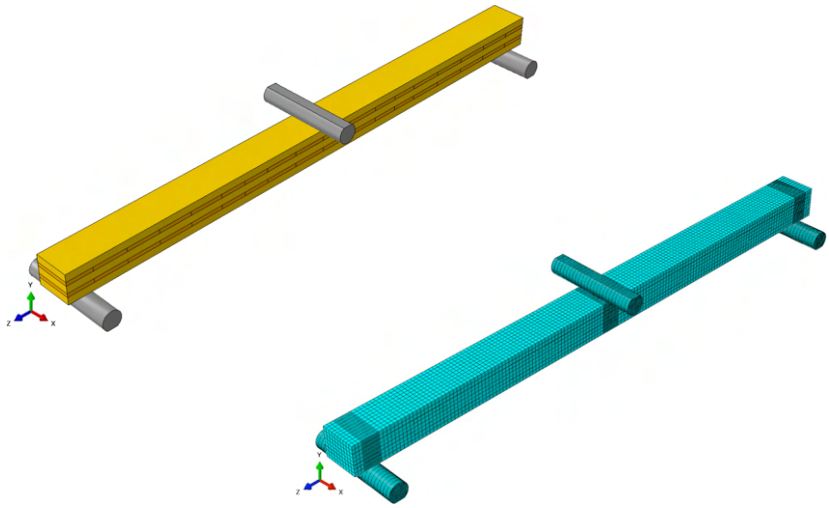


FIGURE 6. **Numerical model of the three-point bending test on a CLT beam (** Mesh size of 20 mm everywhere except at the supports where a 5 mm mesh size was adopted)

The material used to manufacture CLT is spruce, with a strength class of C24 for longitudinal layers and C18 for transverse layers. Table 2 presents the average mean mechanical properties of the wood in these layers according to the technical document from Piveteau Bois [16] , the company producing our CLT beams.

TABLE 2. **Mechanical behavior of CLT wood**

Timber (C18)	
Modulus	**MPa**
$E_{0,mean} = E_L$	9000
$E_{90,mean} = E_R$	300
$E_{90,mean} = E_T$	300
G_{LR}	690
G_{LT}	690
G_{RT}	50

Timber (C24)	
Modulus	**MPa**
$E_{0,mean} = E_L$	11000
$E_{90,mean} = E_R$	370
$E_{90,mean} = E_T$	370
G_{LR}	690
G_{LT}	690
G_{RT}	50

The Poisson's ratio value used to model the CLT was determined from literature.

TABLE 3. **Poisson's ratio of CLT wood** [17]

Poisson's ratio (C24 and C18)	
ϑ_{LR}	0,48
ϑ_{LT}	0,48
ϑ_{RT}	0,22

Since CLT layers are glued to each other, their connection was modeled using a cohesive contact. Table 4 presents the mechanical properties of the used to model the contact.

TABLE 4. **Optimal cohesive parameters used for Mode I and Mode II** [18]

Mode I	K_n (N/mm²/mm)	σ^c_n (N/mm²)	δ_n^{max} (mm)
	4.5	1.6	0.005
Mode II	K_t (N/mm²/mm)	σ^c_t (N/mm²)	δ_t^{max} (mm)
	30	9.7	0.00005

A mesh sensitivity study was performed, which resulted in the decision to model the CLT beam with a 20 mm mesh size, except at the supports, where a 5 mm mesh size was adopted (Figure 6). Figure 8 shows a comparison between the force vs. displacement curve extracted from the experimental test and the one derived from numerical simulation. A difference of 0.14% in stiffness between the two curves (1.221 kN/mm numerically versus 1.219 kN/mm) is observed which allows validating the numerical model.

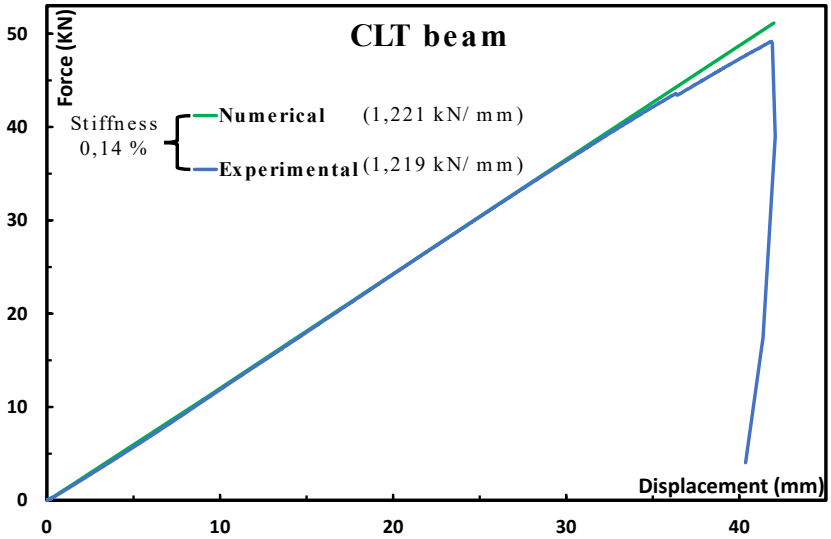


FIGURE 7. CLT beam: Comparison of experimental and numerical results (Force versus displacement curve)

II.2.2 Analytical study

In this subsection we will attempt to determine the initial stiffness of the tested CLT beam using the Gamma method for two cases: with γ=1 (perfect bond between layers) and for γ=0.82 (to account for possible slippage between layers). Then, a comparison of such values with the numerical stiffness determined using the cohesive model and another "tie" model will be performed. With the "Tie" model of Abaqus, a perfect contact between layers is achieved while allowing a certain rolling shear.
The Gamma method is based on the mechanical joint theory which was originally developed for composite beams connected with fasteners to calculate their apparent stiffness [19].

The formula for calculating the deflection of a beam in simple bending is :

$$\delta = \frac{F.L^3}{48.E.I_{ef}} \quad (1)$$

With E_{mean}: The average modulus of elasticity, I_{ef} : The effective inertia, L : The distance between supports and F : The point force applied at the mid-length of the beam.

The initial stiffness of the beam can be calculated using the following formula:

$$R = \frac{F}{\delta} \quad (2)$$

Therefore: $R = \frac{48.EI}{L^3}$

For inertia calculations, we used the effective cross-section while neglecting the two transverse layers in accordance with the Gamma Method specifications [13] [16] (Figure 8).

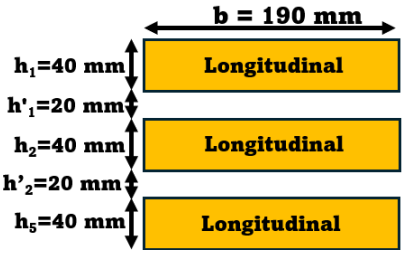


FIGURE 8. Effective cross-section of CLT floor

The Gamma Method implies calculating either the $(EI)_{eff}$ which represents the effective stiffness of the beam when deformation is due to bending only (γ_i =1), or the $(EI)_{app}$ which represents the apparent stiffness when deformation induced by bending and shear between the CLT layers is considered (γ_i is a variable) .

$$(EI)_{eff} = (EI)_{app} = \sum_{i=1}^{3}(E_i . I_i + \gamma_i . E_i . A_i . a_i^2) \quad (3)$$

Where: $E_{0,mean}$ is the average elasticity modulus of wood in the direction parallel to the beams, $G_{R,mean}$ is the average rolling shear modulus of wood, I_i is the inertia, A_i is the cross-sectional area and γ_i the connection efficiency factor for each layer i.
As our CLT beam is symmetrical, this means that for the middle longitudinal layer, $\gamma_2 = 1$, and for the two layers at the ends, $\gamma_1 = \gamma_3$.

γ_i is given by the following formula:

$$\gamma_i = [1 + \frac{\pi^2 . E_{0.mean_i} . A_i . h'_i}{L^2 . G_{R.mean} . b}]^{-1} \quad (4)$$

$$\gamma_{1,3} = [1 + \frac{\pi^2 . 11000 \times 40 \times 190 \times 20}{2800^2 \times 50 \times 190}]^{-1} = 0.82$$

Since $\gamma_1 = \gamma_3 = 0.82$, the Gamma method in our case implies calculating :

$$a_2 = \frac{\gamma_1 . A_1 (\frac{h_1}{2} + h'_1 + \frac{h_2}{2}) - \gamma_3 . A_3 (\frac{h_2}{2} + h'_2 + \frac{h_3}{2})}{\sum_{i=1}^{3}(\gamma_i . A_i)} = 0 \text{ (symetry)}$$

$$a_1 = \left(\frac{h_1}{2} + h'_1 + \frac{h_2}{2}\right) - a_2 = 60mm$$

$$a_3 = \left(\frac{h_2}{2} + h'_2 + \frac{h_3}{2}\right) + a_2 = 60mm$$

So : $(EI)_{app} = 526.3 \text{ kN.m}^2$

Then :$R_{app} = \frac{48 \times 5226.3}{2800^3} \times 10^3 = 1.15 \text{ kN/mm}$

When γi is equal to 1, this means that we neglect slippage between the layers, as if the contact between them was perfect, which leads to an increase in stiffness.

If $\gamma_i = 1$: $(EI)_{eff} = 635.4 \text{ mm}^4$

Then :$R_{eff} = 1.39 \text{ kN/mm} > 1.15 \, kN/mm$.

Table 5 shows that stiffness value determined using the numerical model with a "Tie" contact is almost identical to the stiffness value found using the analytical Gamma method with γ = 1. Such value is however higher than the one found experimentally (a difference of more than 13%) since a perfect contact model is stiffer than the reality. The Gamma method with a γ value equals to 0.82 gives a stiffness value closer to the experimental one (4.84 % difference). Such stiffness value remains however

less important than the one found numerically using a cohesive contact. The stiffness found with the numerical model using a cohesive contact between CLT layers being the closest to the experimental one (0.14 % difference).

TABLE 5. **Comparison of CLT beam stiffness using different methods.**

Method	Contact	R [kN/mm]	Comparison with experimental data [%]
Numerical	Adhesive	1.221	0.14
	Tie	1.384	13.55
Analytical (Gamma)	$\gamma = 0.82$	1.16	4.84
	$\gamma = 1$	1.389	13.95

III. DETERMINATION OF THE WIDTH OF THE CLT FLOOR

The parametric approach aims to define the width of a CLT floor made of 5 layers both numerically and analytically, so that its initial stiffness is close to that of the steel beam forming the floor. The CLT floor considered in this parametric study is made of 5 layers (5 L configuration) and is 140 mm high. Three layers are arranged longitudinally at the top and bottom, each measuring 40 mm, with an intermediate layer 20 mm thick. In addition, two transverse layers 20 mm thick are placed between each pair of longitudinal layers. It should be noted that in the new configuration all layers used are made of wood of class C24., as illustrated in Figure 9. The first CLT configuration was used to develop and validate the numerical model. It was also used to perform 3-point bending tests on demountable composite steel/CLT structures where a CLT floor is bolted on a steel beam. Such first configuration is interesting in terms of overall mechanical behavior. However, this first floor configuration that was tested in our lab is less interesting for thermomechanical applications as steel is not protected if a fire was to happen. To overcome that, we are working on developing a demountable steel/CLT slim floor where the HEA 160 profile would be embedded within the CLT (for thermomechanical purposes). In such configuration, the height of the CLT must be less than that of the steel profile which explains the choice for this new height.

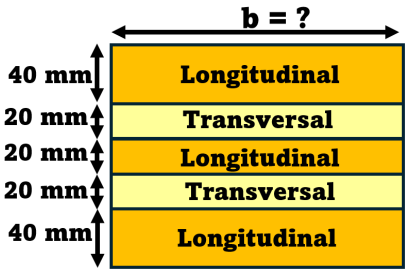


FIGURE 9. **5L CLT floor configuration**

We sought to align the stiffness of the CLT floor with that of the HEA 160 beam as closely as possible, so that both elements work cohesively in the HEA 160-CLT demountable composite slim floor we are developing, in order to achieve an optimal thermo-mechanical behavior.

III.1 Numerical method

Since the numerical model of the CLT beam yields satisfactory results (Part II), it can therefore be used to carry out a parametric study (Figures 10 and 11). It can therefore be used to carry out a parametric study (Figures 10 and 11). All the studied CLT floors are composed of a single block of CLT with a thickness of 140 mm. The CLT floors modeled have total widths of respectively 10x150 = 1500 mm, 8x150

= 1200 mm, and 6x150 = 900 mm. A comparison between the force/displacement curves obtained with the three numerical CLT floor models and the force/displacement curve results obtained for an HEA 160 steel beam was performed. As shown in Figure 12, the initial stiffness of a 1500 mm CLT wide beam is the closest to that of a steel HEA 160 beam. Such result was also found analytically using the Gamma method as in the following subsection.

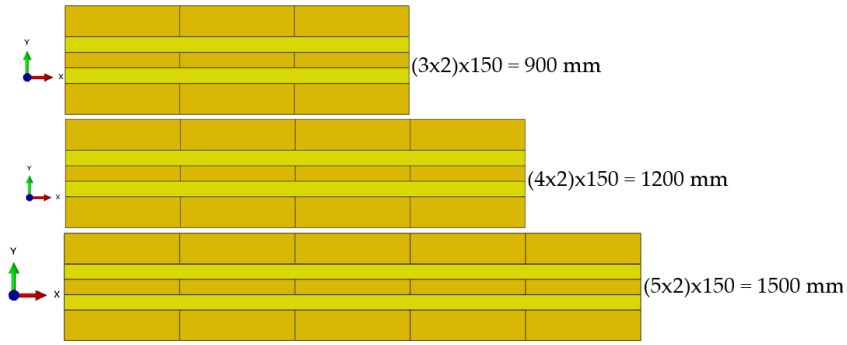


FIGURE 10. **The three cross-sections of the CLT floors studied (symmetry)**

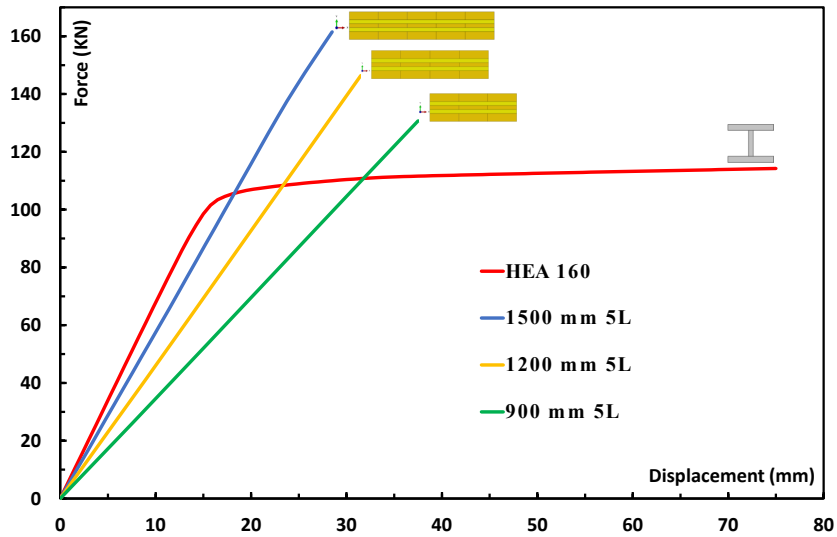


FIGURE 11. **Mechanical behavior of CLT floors of different widths and a steel beam.**

III.2 Analytical method

Using an Excel file, we determined with the Gamma method that a CLT floor having a width b equals to 1500 mm, has a stiffness R_{app} equals to 6.32 kN/mm (difference of 5.1% compared to the stiffness of a steel HEA 160 beam) (Table 5). Detailed calculations are given here after for the 1500 mm width case:

$\gamma_1 = \gamma_3 = 0.82$ and $\gamma_2 = 1$.

$a_1 = a_3 = 50$ mm and $a_2 = 0$

So: $(EI)_{app} = 2888.46$ kN. m^2

Then: $R_{app} = \frac{48 \times 2888.46}{2800^3} \times 10^3 = 6.32$ kN/mm

The stiffness of the CLT floor having a width of 1500 mm calculated using the Gamma method is equal to 6.32 kN/mm. We can therefore conclude analytically that the stiffness of a 1500 mm width CLT beam with the considered configuration is close to that of a steel HEA 160 beam. Thus, we showed both numerically (using the cohesive model previously validated) and analytically with the Gamma method that the stiffness of a 1500 mm width CLT floor with the 5 layers configuration is close to that of a steel HEA 160 beam. Table 5 highlights the fact that the stiffness determined numerically is consistently about 7.3% lower than the stiffness determined analytically. This difference slightly greater than that found for the first CLT floor configuration (studied in part II of the article and having different thickness layers) as it was only 5.2%.

TABLEAU 6. Comparison of analytically and numerically determined stiffnesses.

Width [mm]	Numerical	Analytical (Gamma)	Comparison between the stiffness found numerically and using the Gamma method [%]
	Adhesive	$\gamma = 0.82$	
1500	5.85	6.32	7.39
1200	4.68	5.05	7.36
900	3.51	3.79	7.29

IV. CONCLUSION

In this paper, 3D finite elements numerical models that simulate respectively the flexural behavior of an HEA 160 beam and a CLT beam under a three-points bending test were developed and validated. Numerical and analytical parametric studies were then carried out to determine the required CLT floor width (HEXAPLI_5L configuration), having a thickness of 140 mm, so that its initial stiffness would be close to that of the steel HEA 160 beam, with a view to developing composite steel/CLT slim floors that are dismountable. Based on the results presented, it was concluded that the stiffness of a 1500 mm wide CLT beam (HEXAPLI_5L) is close to that of an HEA 160 steel beam. These results appear to be crucial for the development of an innovative and efficient prototype of composite and demountable CLT/steel slimfloor as part of the ANR MixAB project.

AKNOWLEDGEMENTS

Authors would like to thank the ANR MixAB project for the financial support, Eiffage Construction Auvergne, Gagne Construction Métallique (Groupe Briand) and Institut Carnot MECD for material supply.

REFERENCES

[1] A. Campbell, « Mass timber in the circular economy: paradigm in practice? », *Proc. Inst. Civ. Eng. - Eng. Sustain.*, vol. 172, nº 3, p. 141-152, mai 2019, doi: 10.1680/jensu.17.00069.

[2] I. Gavric, M. Fragiacomo, et A. Ceccotti, « Cyclic Behavior of CLT Wall Systems: Experimental Tests and Analytical Prediction Models », *J. Struct. Eng.*, vol. 141, nº 11, p. 04015034, nov. 2015, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001246.

[3] G. Tamagnone, G. Rinaldin, et M. Fragiacomo, « A novel method for non-linear design of CLT wall systems », *Eng. Struct.*, vol. 167, p. 760-771, juill. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.09.010.

[4] T. Akbas *et al.*, « Analytical and Experimental Lateral-Load Response of Self-Centering Posttensioned CLT Walls », *J. Struct. Eng.*, vol. 143, nº 6, p. 04017019, juin 2017, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001733.

[5] I. Bejtka, « Cross (CLT) and diagonal (DLT) laminated timber as innovative ma-terial for beam elements ». Consulté le: 19 avril 2024. https://publikationen.bibliothek.kit.edu/1000021129

[6] E. Ussher, K. Arjomandi, J. Weckendorf, et I. Smith, « Predicting effects of design variables on modal responses of CLT floors », *Structures*, vol. 11, p. 40-48, août 2017, doi: 10.1016/j.istruc.2017.04.006.
[7] T. Furtmüller et C. Adam, « A finite element for static and dynamic analyses of cross-laminated timber floors », *Eng. Struct.*, vol. 293, p. 116669, oct. 2023, doi: 10.1016/j.engstruct.2023.116669.
[8] E. L. Schmidt, M. Riggio, A. R. Barbosa, et I. Mugabo, « Environmental response of a CLT floor panel: Lessons for moisture management and monitoring of mass timber buildings », *Build. Environ.*, vol. 148, p. 609-622, janv. 2019, doi: 10.1016/j.buildenv.2018.11.038.
[9] L. Muszyński, R. Gupta, S. hyun Hong, N. Osborn, et B. Pickett, « Fire resistance of unprotected cross-laminated timber (CLT) floor assemblies produced in the USA », *Fire Saf. J.*, vol. 107, p. 126-136, juill. 2019, doi: 10.1016/j.firesaf.2018.12.008.
[10] M. Izzi, D. Casagrande, S. Bezzi, D. Pasca, M. Follesa, et R. Tomasi, « Seismic behaviour of Cross-Laminated Timber structures: A state-of-the-art review », *Eng. Struct.*, vol. 170, p. 42-52, sept. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.05.060.
[11] D. Owolabi et C. Loss, « Experimental and numerical study on the bending response of a prefabricated composite CLT-steel floor module », *Eng. Struct.*, vol. 260, p. 114278, juin 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114278.
[12] C. Loss et B. Davison, « Innovative composite steel-timber floors with prefabricated modular components », *Eng. Struct.*, vol. 132, p. 695-713, févr. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.062.
[13] M. C. Pereira et C. Calil, « Strength and Stiffness of Cross Laminated Timber (CLT) panels produced with Pinus and Eucalyptus: experimental and analytical comparisons », *Matér. Rio Jan.*, vol. 24, janv. 2019, doi: 10.1590/s1517-707620190004.0844.
[14] « Standard Test Methods for Flexural Properties of Unreinforced and Reinforced Plastics and Electrical Insulating Materials ». https://www.astm.org/d0790-17.html
[15] « Eurocode 3 - calcul des structures en acier ». Consulté le: 23 janvier 2024. https://www.icab.eu/guide/eurocode/eurocode3.html
[16] CSTB, « 3.3/18-958_V1 - Avis Technique », CSTB Évaluation. Consulté le: 20 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: http://evaluation.cstb.fr/fr/avis-technique/detail/3.3-18-958_v1/
[17] A. Hassanieh, H. R. Valipour, et M. A. Bradford, « Composite connections between CLT slab and steel beam: Experiments and empirical models », *J. Constr. Steel Res.*, vol. 138, p. 823-836, nov. 2017, doi: 10.1016/j.jcsr.2017.09.002.
[18] V.-D. Tran, M. Oudjene, et P.-J. Méausoone, « FE analysis and geometrical optimization of timber beech finger-joint under bending test », *Int. J. Adhes. Adhes.*, vol. 52, p. 40-47, juill. 2014, doi: 10.1016/j.ijadhadh.2014.03.007.
[19] « Eurocode 5 - NF EN 1995 | Calculs Eurocodes ». https://www.calculs-eurocodes.com/eurocode_5

L'Analyse du Cycle de Vie des infrastructures portuaires : cas d'étude d'une construction de quai

Tiffany DESBOIS[1], Marc LABEGORRE[2], Pascal LIJOUR[2], Benoit THAUVIN[1]

[1] *Cerema, Direction Ouest, F-22000 Saint-Brieuc, France*

[2] *Nantes Saint-Nazaire Port, F-44186 Nantes, France*

RESUME La stratégie nationale bas carbone donne pour objectif d'atteindre la neutralité carbone pour le secteur des transports en 2050. Il convient toutefois d'être en capacité de bien évaluer la part de l'infrastructure, souvent absente des études qui traitent, pour la majorité, le sujet sous l'angle de la combustion des carburants. Cette connaissance permettrait également de proposer des leviers d'action pour diminuer les impacts environnementaux des infrastructures. Dans ce sens, la présente étude a été menée sur le Terminal à Marchandises Diverses et Conteneurs de Saint-Nazaire, qui a fait l'objet d'une extension. Elle s'est appuyée sur la méthode d'Analyse du Cycle de Vie et a permis d'établir des recommandations en termes d'écoconception de ce type d'infrastructures.

Mots-clefs Infrastructure portuaire, quai, ACV, impacts environnementaux

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

En France, le secteur des transports représentait en 2022, 32% des émissions de gaz à effet de serre nationales (Citepa, 2023). La Stratégie Nationale Bas Carbone vise une réduction de 38% des émissions du secteur du transport en 2033 par rapport à 2015 et de 97% en 2050 par rapport à 2015 : « *L'objectif de neutralité à horizon 2050 implique une décarbonation quasi complète du secteur des transports, par passage à des motorisations électriques, au biocarburant et au biogaz selon les modes de transport. Une part de carburants non biosourcés est toutefois réservée à l'horizon 2050 pour le transport aérien et les soutes maritimes internationales.* » (MTES, 2020).

A ce stade, les émissions de gaz à effet de serre du secteur des transports sont principalement considérées sous l'angle de l'utilisation des véhicules avec la phase de combustion des carburants. Il s'avère donc nécessaire d'approfondir les connaissances sur l'ensemble du cycle de vie des véhicules et des infrastructures pour évaluer les impacts des modes de transport. Il convient également de ne pas se limiter aux émissions de GES et de regarder un spectre plus large d'indicateurs d'impacts environnementaux.

Concernant le transport maritime de marchandises, d'après (Fridell et al., 2019), la contribution relative de l'infrastructure aux impacts environnementaux de ce mode de transport dépendrait de la distance de transport considérée. Ils indiquent également dans cette étude que pour les plus grands navires, la contribution relative de l'infrastructure à leurs impacts

environnementaux représenterait de l'ordre de 34%. Une fiabilisation des données sur les infrastructures parait donc importante.

Quelques études existent sur le sujet uniquement des impacts environnementaux des infrastructures mais elles s'avèrent peu nombreuses et spécifiques à un port. Elles nécessitent donc d'être confirmées. Ainsi la donnée environnementale présente dans la base de données environnementales Ecoinvent (v.3.8) se réfère au port de Rotterdam (Ecoinvent, 2007) et se place à l'échelle du port entier (bâtiments, quais, etc.), ce qui ne permet pas d'avoir des données spécifiques à une infrastructure, selon par exemple le type d'usage. Cela ne permet également pas d'aider à l'éco-conception des infrastructures portuaires, pour en diminuer les impacts environnementaux. (Stripple et al., 2016), quant à eux, se sont intéressés aux infrastructures du port, à l'échelle cette fois des terminaux. Pour cela, ils se sont appuyés sur des données du port de Gothenburg. Ils ont montré que selon l'indicateur d'impacts, la contribution de la construction d'un terminal à conteneurs sur le cycle de vie du terminal (construction, maintenance et usage pendant 60 ans), rapportée à 1000kg de cargo, allait de 10% pour l'indicateur primary energy resource use à 74% pour l'indicateur material resource use non renewable. Cela met en avant l'importance de cette phase qui demande donc d'être plus finement étudiée.

La présente étude s'inscrit donc dans cette recherche d'une meilleure caractérisation des émissions de la phase construction d'une infrastructure portuaire, devant permettre d'alimenter les stratégies de diminution de ses impacts sur l'environnement. Elle s'appuie sur le cas de la construction d'un quai (de la phase conception à la pose des équipements) d'un terminal à conteneurs en France, sur le port de Saint-Nazaire.

II. MÉTHODOLOGIE

A. La méthode d'Analyse du Cycle de Vie

L'analyse du cycle de vie (ACV) est une méthode normalisée dont le cadre général et les lignes directrices sont fixés par les normes internationales ISO 14040 (AFNOR, 2006) et ISO 14044 (AFNOR, 2006b). Elle permet d'estimer les flux de matières et d'énergies, ainsi que les impacts environnementaux potentiels d'un produit ou d'un service au cours de son cycle de vie et donc de relier les procédés technologiques et leurs effets sur l'environnement (Jolliet et al., 2005).

Cette méthode repose sur trois principes de base :

- Il s'agit d'une analyse fonctionnelle rapportant le calcul des émissions, extractions et impacts associés à une fonction clairement définie ;
- Elle est multi-critères, permettant de calculer différents types d'impacts environnementaux (changement climatique, santé humaine, ressources, …) ;
- Elle est multi-étapes, puisque considérant le cycle de vie complet.

Les résultats d'une ACV sont exprimés en termes d'impacts potentiels sur l'environnement générés tout au long du cycle de vie, et ils sont rapportés à une unité fonctionnelle intégrant une durée de vie. L'unité fonctionnelle est donc l'unité de compte à laquelle va se référer l'ACV. Elle doit être définie avec précision et en cohérence avec les objectifs et le champ d'étude car toutes les données d'entrée et de sortie du système ainsi que les flux lui sont affectés. Il faut également

garder en mémoire le fait que sa définition se fait en vue d'une analyse comparative ; une ACV est en effet destinée à évaluer des scenarii alternatifs d'un point de vue environnemental.

Réaliser une ACV permet ainsi d'évaluer l'impact environnemental global du système étudié rapporté à l'unité fonctionnelle préalablement définie, en suivant la méthodologie décrite dans les normes ISO 14040 (AFNOR, 2006) et ISO 14044 (AFNOR, 2006b). C'est un processus itératif, décrit par la figure 1, qui se décompose en 4 phases.

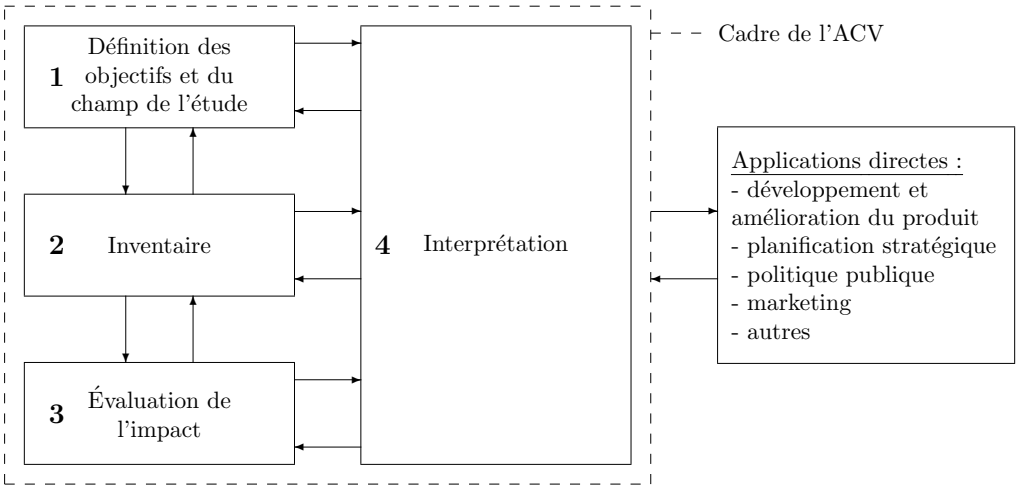


FIGURE 1. Cadre de l'étude de l'ACV d'après la norme ISO 14040

B. Cas d'étude : Le Terminal à Marchandises Diverses et Conteneurs

Le Grand Port Maritime de Nantes Saint-Nazaire a réalisé des travaux d'extension de son Terminal à Marchandises Diverses et Conteneurs (TMDC), de septembre 2015 à novembre 2017. Ces travaux s'inscrivaient dans le cadre des projets d'accueil des porte-conteneurs et d'implantation d'un pôle industriel sur Montoir-de-Bretagne. Cette extension avait trois objectifs :

- accueillir des navires porte-conteneurs de 6000 à 8000 EVP (Équivalent Vingt Pieds) ;
- disposer des infrastructures nécessaires (quais et terre-pleins) au traitement des trafics attendus ;
- disposer de portiques de nouvelle génération en capacité de traiter des grands porte-conteneurs.

La solution retenue concernant le quai est un quai à talus ouvert sur pieux-tubes en acier battus au rocher et remplis de béton, portant un tablier en béton armé, de structure identique à celle des autres postes du terminal à conteneurs. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- longueur du front d'accostage : 350 m
- largeur du tablier : 52,90 m
- niveau du quai : +8,30 m CM
- cote de dragage : -16,00 m CM
- distance entre le bord de quai et le rail côté Loire : 2,50 m

- écartement entre les rails de grues : 16,20 m et 24,50 m

Le dispositif d'accostage comprend un front d'accostage constitué de plots massifs reposant sur deux pieux tubes, équipés d'amortisseurs en caoutchouc supportant un bouclier d'accostage constitué d'une ossature métallique garnie sur toute sa surface de plaques de défense en polyéthylène, espacés de 20 m et des dispositifs d'accostage intermédiaires, constitués par des défenses en madrier en bois équipés d'échelles.

Afin de permettre l'amarrage, l'ouvrage est équipé de bollards doubles de 100 tonnes de capacité chacun, disposés tous les 20 m. Ils sont complétés à l'aval du quai, par l'installation d'un double croc et d'un massif d'amarrage à terre également équipé d'un double croc.

La Figure 2 présente une coupe AA du quai.

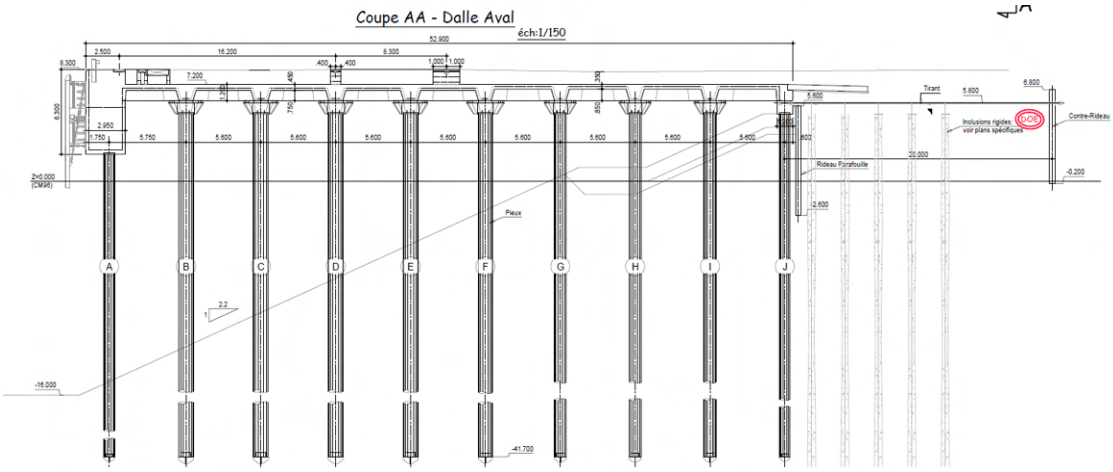


FIGURE 2. Coupe AA du quai

Pour mieux apprécier l'ampleur du chantier, quelques chiffres concernant les matériaux employés sont donnés :

- Bétons (pieux + structure + propreté) : 19 717 m^3
- Armatures de structure : 4 175 T
- Pieux de fondation en acier battus (580 pieux) : 6 000 T
- Enrobés : 15 220 T

C. L'ACV appliquée à l'étude

L'unité fonctionnelle considérée dans la présente étude est « la construction d'un mètre carré de quai destiné à être utilisé pour l'accostage des porte-conteneurs et le déchargement des conteneurs ». Toutes les valeurs issues du chantier ont donc été divisées par 18 515 (surface du quai construit en mètre carré).

Trois phases distinctes sont analysées pour mener cette ACV :

- La phase conception qui se divise en plusieurs études et analyses : analyses chimiques et relevés bathymétriques, relevés topographiques et détections des réseaux, étude socio-économiques, étude d'amarrage, étude d'impact et enquête publique, réunions diverses. Cette phase est évaluée uniquement sous l'angle des transports associés.

- La phase travaux de génie civil qui correspond à la construction du quai et dont les flux pris en compte sont :
    - la production et le transport des matériaux utilisés ;
    - le transport et l'utilisation des matériels (consommation et amortissement) ;
    - le transport et l'utilisation des engins de chantier (consommation et amortissement) ;
    - le transport des personnels ;
    - la consommation d'eau ;
    - les déchets générés par le chantier ;
    - les installations de chantier ;

  et les flux non pris en compte sont :
    - le report de trafic durant les travaux ;
    - le service administratif.
- La phase pose des équipements qui correspond aux travaux de pose des rails pour les portiques. Les flux pris en compte sont similaires à ceux de la phase travaux de génie civil, hormis ceux relatifs « au transport et à l'utilisation des matériels » puisqu'il n'y en a pas eu d'utilisé.

Un exemple de schéma des processus clés, pour la construction du quai, est présenté figure 3.

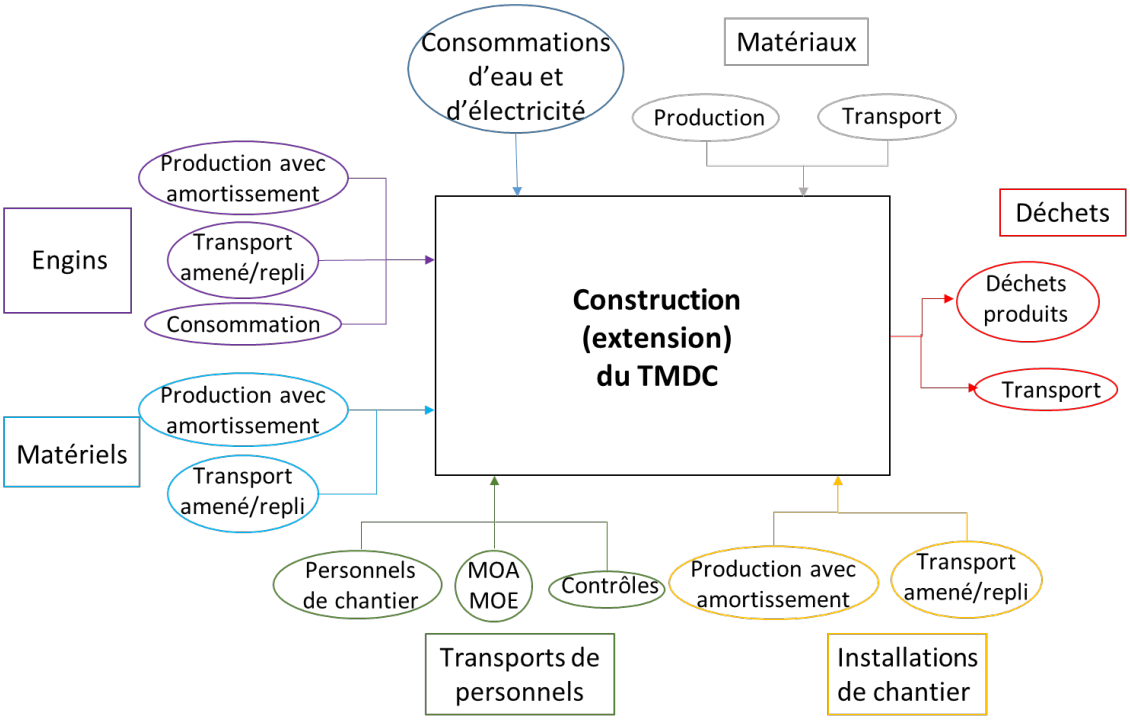


FIGURE 3. Schéma de modélisation de la phase travaux

Aucune coupure n'est réalisée dans cette étude, à chaque donnée spécifique, une donnée environnementale est affectée. La base de données environnementales utilisée est Ecoinvent v.3.8

cut-off. L'ACV est modélisée avec le logiciel OpenLCA. Les impacts environnementaux du chantier sont déterminés suivant la norme NF EN 15804+A2 (Afnor, 2019) et ses indicateurs d'impact, tableau 1.

TABLEAU 1. Indicateurs d'impact calculés

Indicateur	Unité
Acidification	mole de H^+ eq
Changement climatique – total	kg CO_2 eq
Ecotoxicité (eaux douces)	CTUe
Eutrophisation aquatique, eaux douces	kg de P eq
Eutrophisation aquatique marine	kg de N eq
Eutrophisation terrestre	mole de N eq
Toxicité humaine, effets cancérigènes	CTUh
Toxicité humaine, effets non cancérigènes	CTUh
Rayonnements ionisants (santé humaine)	kBq U-235 eq
Impacts liés à l'occupation des sols / Qualité des sols	Sans dimension
Appauvrissement de la couche d'ozone	kg de CFC^{-11} eq
Emissions de particules fines	Indice de maladies
Formation d'ozone photochimique	kg de NMCOV eq
Epuisement des ressources abiotiques (combustibles fossiles)	MJ
Epuisement des ressources abiotiques (minéraux et métaux)	kg Sb eq
Besoin en eau	m^3 de privation eq dans le monde

D. Obtention des données spécifiques pour l'inventaire

L'inventaire du cycle de vie consiste à recenser les flux entrants et sortants de l'extension du quai. Dans la présente étude, pour permettre d'obtenir des données réelles de chantier, des clauses spécifiques ont été intégrées dans le marché de travaux. En complément, le marché prévoyait l'application de pénalités financières en cas de non-respect de ces clauses. Ainsi les données ont été collectées par l'entreprise titulaire du marché de travaux, à partir d'une grille de collecte des données qui leur avait été fournie. Celle-ci comprenait plusieurs rubriques pour faciliter son remplissage :

- Thème 1 : caractéristiques principales du chantier (localisation, durée, entreprises impliquées) ;
- Thème 2 : consommations du chantier (électricité, eau, déchets) ;
- Thème 3 : désignation, quantité et approvisionnement des matériaux constitutifs de l'ouvrage ou employés au titre de la mise en œuvre ;
- Thème 4 : définition et utilisation des engins ainsi que leur transport jusqu'au chantier ;
- Thème 5 : description et amortissement du matériel ainsi que leur transport jusqu'au chantier ;
- Thème 6 : transport des personnels des différentes entreprises et organismes ;

- Thème 7 : description des installations de chantier et leur transport.

Les données fournies par l'entreprise ont été par la suite vérifiées, validées et exploitées par les auteurs. Elles sont donc considérées comme fiables et précises. Elles restent cependant spécifiques à ce chantier.

III. RÉSULTATS

Les résultats d'impacts environnementaux obtenus pour la construction du quai, des études de conception à la pose des équipements, sont présentés dans le tableau 2. Ils sont rapportés à l'unité fonctionnelle, à savoir « la construction d'un mètre carré de quai destiné à être utilisé pour l'accostage des porte-conteneurs et le déchargement des conteneurs ».

TABLEAU 2. Résultats rapportés à l'unité fonctionnelle

Indicateur	Abréviation	Unité	Résultat
Acidification	AC	mole de H^+ eq	$1{,}23.10^{1}$
Changement climatique – total	CC	kg CO_2 eq	$2{,}34.10^{3}$
Ecotoxicité (eaux douces)	ECOTOX	CTUe	$5{,}78.10^{4}$
Eutrophisation aquatique, eaux douces	EA, ED	kg de P eq	$7{,}82.10^{-1}$
Eutrophisation aquatique marine	EA M	kg de N eq	3,05
Eutrophisation terrestre	ET	mole de N eq	$3{,}18.10^{1}$
Toxicité humaine, effets cancérigènes	TOX, EC	CTUh	$1{,}02.10^{-5}$
Toxicité humaine, effets non cancérigènes	TOX, ENC	CTUh	$5{,}04.10^{-5}$
Rayonnements ionisants (santé humaine)	RI	kBq U-235 eq	$1{,}38.10^{2}$
Impacts liés à l'occupation des sols	OS	Sans dimension	$1{,}21.10^{4}$
Appauvrissement de la couche d'ozone	ACO	kg de CFC^{-11} eq	$1{,}98.10^{-4}$
Emissions de particules fines	EPF	Indice de maladies	$1{,}82.10^{-4}$
Formation d'ozone photochimique	FOP	kg de NMCOV eq	$1{,}17.10^{1}$
Epuisement des ressources abiotiques (combustibles fossiles)	ERA-CF	MJ	$2{,}82.10^{4}$
Epuisement des ressources abiotiques (minéraux et métaux)	ERA-MM	kg Sb eq	$1{,}68.10^{-2}$
Besoin en eau	BE	m^3 de privation eq dans le monde	$9{,}62.10^{2}$

La ventilation entre les impacts environnementaux dus à la conception, dus aux travaux de genie civil et ceux dus à la pose des équipements montre que selon l'indicateur, la conception représente de 0% à 0,08% des impacts et la pose des équipements de 0,47% à 1,12%. Aussi pour expliquer les valeurs du tableau 2, il faut regarder plus précisément la partie relative aux travaux de génie civil.

La figure 4 représente la contribution des différents postes du chantier de travaux de génie civil par indicateur, en suivant le découpage de la figure 3.

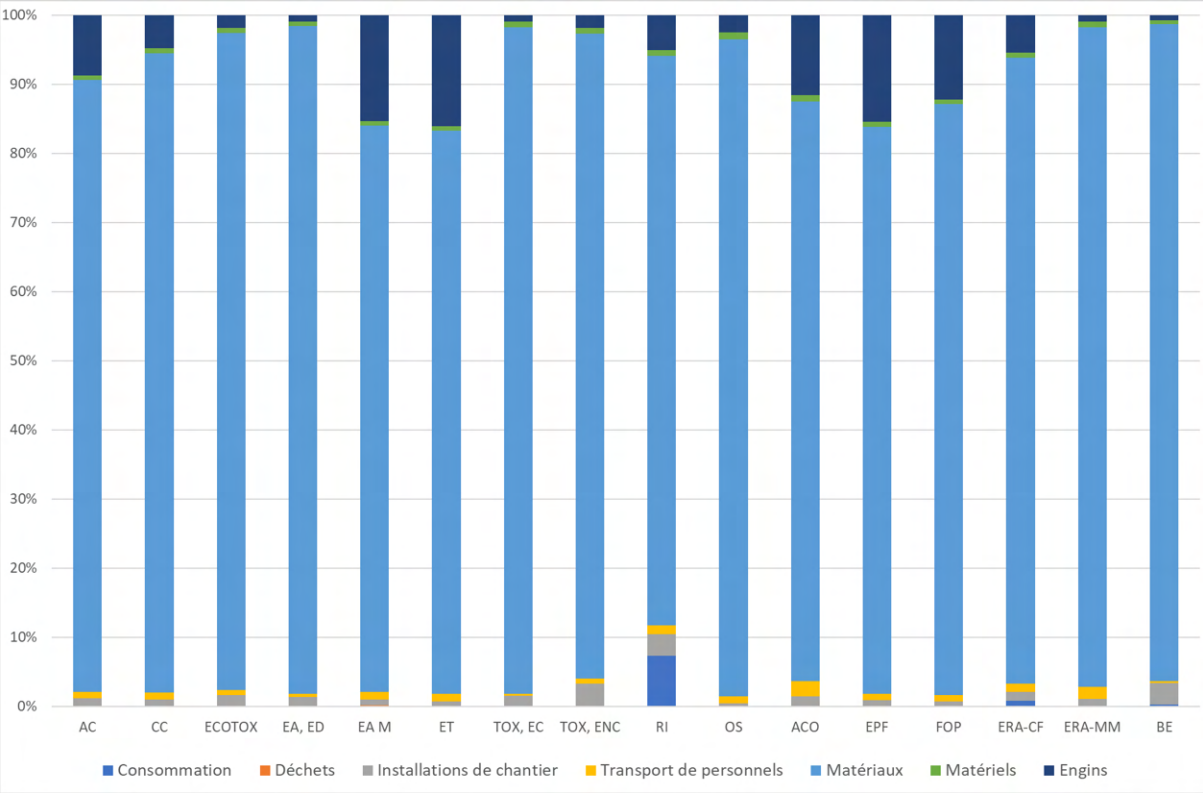


FIGURE 4. Répartition par poste des impacts environnementaux des travaux de génie civil

La figure 4 met en avant l'importance du poste matériaux. Ainsi, quelle que soit l'indicateur, les matériaux représentent plus de 81% des impacts environnementaux. Le deuxième poste correspond aux engins utilisés. En comparaison, les autres postes sont négligeables.

Le poste matériaux se scinde en deux parties : la production des matériaux et leur transport. Dans les impacts présentés figure 4, selon l'indicateur, la production des matériaux représente 68% à 95% des impacts contre seulement 0% à 13% pour leur transport. C'est donc la part de la production des matériaux qui est à l'origine d'a minima deux tiers des impacts environnementaux relatifs aux travaux de construction du quai. Pour mieux appréhender ces impacts, un focus est réalisé sur la part de chaque type de matériaux, figure 5.

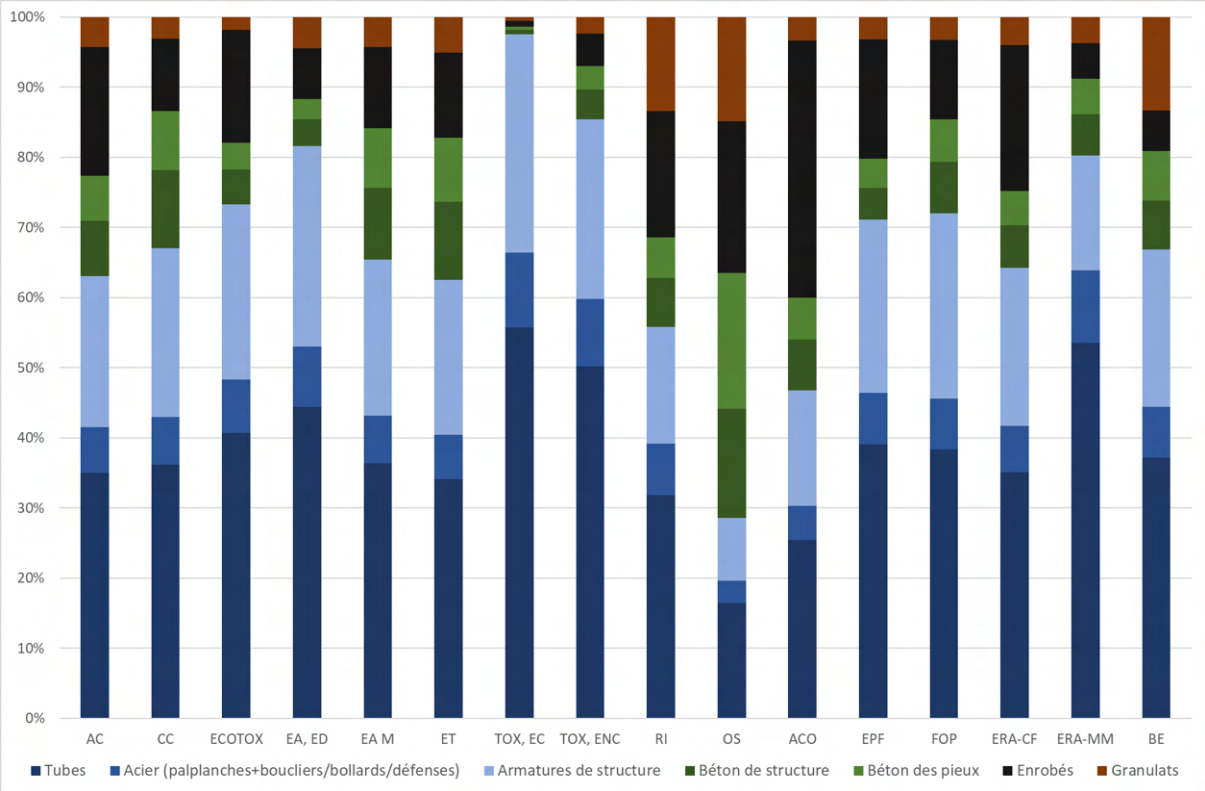


FIGURE 5. Répartition par type de matériaux de l'impact de leur production

La figure 5 montre l'impact important de la production des éléments à base d'acier avec les tubes en acier qui représentent de 15% à 54% des impacts, suivis des armatures de structure qui représentent de 8 à 27% des impacts.

IV. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

L'évaluation environnementale a porté sur les travaux d'extension du terminal à marchandises diverses et conteneurs de Saint-Nazaire, de la phase conception à la pose des équipements. Il s'avère que les phases conception et équipements ont des impacts environnementaux négligeables au regard des impacts environnementaux des travaux de construction du quai.

Les résultats mettent en avant l'influence majoritaire des matériaux utilisés et plus particulièrement de leur production. Alors que dans d'autres domaines tels que les chaussées, le transport est prépondérant, son influence dans le domaine portuaire semble plus négligeable, et ce malgré l'intervention d'équipes spécialisées parcourant un nombre important de km (plus de 2 millions de kilomètres).

Il en ressort donc que la solution technique retenue est le levier d'action principal pour permettre une diminution des impacts environnementaux. Une attention particulière doit donc être apportée au choix de celle-ci. Il conviendrait de réaliser en amont des évaluations environnementales des solutions proposées.

Par ailleurs, les résultats ont été obtenus pour le chantier d'aménagement du TMDC. Il s'agit donc de données, et a fortiori de résultats, spécifiques. Les conclusions méritent d'être corroborées par d'autres évaluations de chantier de construction d'ouvrages portuaires.

La présente étude s'est limitée à une partie du cycle de vie de l'ouvrage, une évaluation sur le cycle complet serait intéressante. Il faudrait ainsi ajouter les phases de vie en œuvre et de fin de vie afin d'obtenir les impacts environnementaux totaux de l'ouvrage. Les équipements en eux-mêmes (portiques notamment) pourraient également être considérés. Cette étude sur le cycle de vie complet permettrait également une comparaison avec les résultats de la littérature.

REFERENCES

AFNOR. (2006). NF EN ISO14040:2006 Management environnemental – Analyse du Cycle de Vie – Principe et cadre. AFNOR Editions.

AFNOR. (2006b). NF EN ISO14044:2006 Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Exigences et lignes directrices. AFNOR Editions.

AFNOR. (2019). NF EN 15804+A2 "Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction". AFNOR Editions.

Citepa. (2023). Gaz à effet de serre et polluants atmosphériques. Bilan des émissions en France de 1990 à 2022. Rapport Secten éd. 2023.

Ecoinvent. (2007). Transport services Data v2.0. Ecoinvent report No. 14.

Fridell, E., Bäckström, S., Stripple, H. (2019). Considering infrastructure when calculating emissions for freight transportation. Transport Research Part D, 69, 346-363. https://doi.org/10.1016/j.trd.2019.02.013

Jolliet, O., Saadé, M., & Crettaz, P. (2005). Analyse du cycle de vie : comprendre et réaliser un écobilan. Presses polytechniques.

MTES, Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire. (2020). Stratégie nationale bas-carbone. La transition ecologique et solidaire vers la neutralité carbone. Edition de mars 2020

Stripple, H., Fridell, E., Winnes, H. (2016). Port Infrastructures in a System Perspective – A part of the Project Environmental Calculations for Transport Infrastructure. IVL, report C128.

Comportement d'une coque confinée sous pression externe – Etude expérimentale

ZEMAM Sajid[1], JRAD Mohamad[1], MATHIEU Norman[1], BUMBIELER Frédéric[2], HATTAB Mahdia[1]

1. Université de Lorraine, CNRS, Arts et Métiers ParisTech, LEM3, F-57000 Metz, France

2. Andra, Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs – France

RESUME Les coques cylindriques minces, largement employées comme éléments structuraux, sont sujettes au flambage en raison de leur faible résistance à la flexion sous pression externe. Pour approfondir la compréhension de la stabilité structurelle des cylindres minces en acier soumis à une pression externe uniforme, une étude expérimentale est conduite, incluant une discussion sur le flambage des cylindres en acier confinés par du coulis cimentaire et du sable. L'article met en lumière l'importance de la rigidité du milieu confinant, dans le contexte de la résistance et de la stabilité des structures. Ces résultats offrent une première tentative pour comprendre le phénomène de flambage des coques cylindriques minces confinées sous pression externe.

Mots-clefs flambage, confinement, stabilité, coque cylindrique

I. INTRODUCTION

Le flambage est un phénomène au cours duquel une structure soumise à un chargement subit un changement de mode de déformation. Il intervient suite un accroissement infiniment petit du chargement après une charge dite critique. Selon le cas, le comportement post-critique peut être stable ou non [A. Limam (1991)]. Concrètement, le flambage est un processus au cours duquel une structure soumise à une charge, subit un changement de forme important lié à des effets géométriques non linéaires. La charge critique de flambage est la valeur de la contrainte à partir de laquelle une augmentation infiniment petite de la charge entraîne une modification significative de la forme de la structure, la configuration obtenue est appelée mode de flambage.

On peut différencier le flambage élastique du flambage plastique en fonction de la valeur de la contrainte maximale atteinte dans la structure pendant le chargement critique. En effet, la contrainte maximale dans le cas du flambage élastique est inférieure à la limite d'élasticité, alors que le flambage plastique est accompagné par la plastification de la structure. Le flambage linéaire correspond à une structure qui conserve sa forme jusqu'au flambage. Pendant le flambage non linéaire une déformation pré-flambage apparait et évolue en fonction du niveau du chargement jusqu'à l'instabilité structurelle [L. Wullschleger&H.-R. Meyer-Piening (2002)].

Dans plusieurs applications, les tubes cylindriques en acier sous pression externe sont confinés dans une cavité rigide ou déformable [Watkins, R. K. (2004)] : pipelines en acier enterrés,

revêtements pour la réhabilitation des pipelines endommagés, tunnels et gaines techniques du secteur de l'énergie munis d'un chemisage, et dans les puits de production de pétrole et de gaz avec tubage en acier. En raison de l'effet confinant de la cavité, le déplacement du cylindre en acier est empêché dans le sens extérieur et le flambage se produit souvent sous la forme d'un « lobe vers l'intérieur » [Omara, A. M., et al. (1997)], comme le montre la figure 1. [Glock, D. (1977)] a proposé une solution analytique pour le problème du flambage d'un tube cylindrique élastique sous pression hydrostatique confiné dans un milieu rigide sans frottement. La pression hydrostatique est directement appliquée sur la section du tube cylindrique et le milieu confinant est non suiveur, ce qui autorise la séparation entre eux. Il s'est basé sur une configuration 2D avec du flambage de type mono-lobe et une formulation énergétique. En employant la méthode de minimisation du potentiel d'énergie, il a obtenu une relation pour calculer la pression de flambage :

$$P_{GL} = \frac{E}{1-v^2}\left(\frac{t}{D}\right)^{2.2} \tag{1}$$

Où E est le module de Young, ν est le coefficient de Poisson, D est le diamètre du cylindre et t est l'épaisseur de la paroi.

Des comparaisons avec des résultats d'éléments finis [Kyriakides, S.& Babcock, C.D. (1982)] ont montré que la formule (1) de Glock peut prédire avec précision la pression de flambement d'un tube cylindrique élastiques parfait confiné dans un milieu rigide. Pour le cas du flambage d'un tube cylindrique confiné dans un milieu rigide suiveur, [Cheney, J. A. (1971)] a développé une solution analytique en se basant sur la théorie des petites déformations. La pression critique pour un cylindre parfait est alors obtenue avec la relation suivante :

$$P_{cr}^{ch} = \frac{2.55\,E}{1-v^2}\left(\frac{t}{D}\right)^{11/5} \tag{2}$$

Pour tenir compte des défauts de remplissage gap ou vide entre le tube et le milieu confinant rigide (voir figure 2), [El-Sawy, K., & Moore, I. D. (1998)] ont proposé en se basant sur des résultats numériques l'expression semi-empirique suivante pour la pression de flambement des cylindres élastiques :

$$P_{EM} = \frac{2E}{1-v^2}\left(\frac{t}{D}\right)^3\left(\frac{25+700\left(\frac{t}{D}\right)+315\left(\frac{g}{R}\right)}{0.15+130\left(\frac{t}{D}\right)+1400\left(\frac{t}{D}\right)^2+145\left(\frac{g}{R}\right)}\right) \tag{3}$$

Où g est la valeur maximale du gap entre le tube et la cavité.

Notons que les relations (1), (2) et (3) considèrent un comportement élastique du tube. Cependant les tubes en acier possèdent un comportement de type élasto-plastique. Pour ce type de comportement, [Montel, R. (1960)] a proposé une formule semi-empirique basée sur les travaux du Timoshenko et des résultats expérimentaux et en considérant que le flambage se manifeste lorsque la limite élastique est atteinte :

$$P_M = \frac{14.1\sigma_y}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}\left[1+\frac{1.2(\delta_0+2g)}{t}\right]} \tag{4}$$

Ou δ_0 représente la valeur initiale du défaut géométrique (figure 1) et σ_y la limite d'élasticité de l'acier.

Il a indiqué que cette équation est valable pour 60≤D/t≤ 340, 250MPa ≤ σ_y ≤500MPa, 0.1≤ δ_0 ≤0.5, g/t ≤ 0.25 et g/R ≤ 0.0025

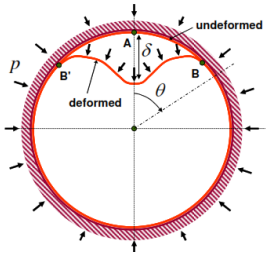


FIGURE 1. Représentation schématique du problème de flambage d'un cylindre confiné sous pression externe dans une cavité [Daniel Vasilikis, Spyros A.Karamanos (2011)].

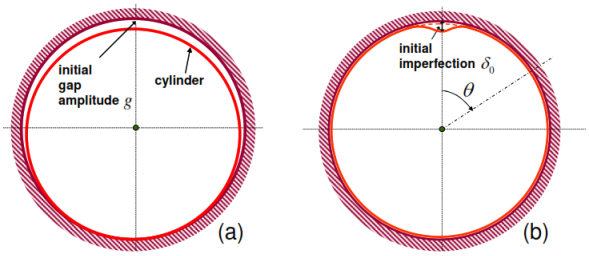


FIGURE 2. Représentation schématique d'un anneau confiné avec (a) une imperfection initiale de remplissage type gap (b) une imperfection géométrique initiale [Daniel Vasilikis, Spyros A.Karamanos (2011)].

II. ESSAI DE FLAMBAGE CONFINÉ

Cette étude expérimentale vise à examiner les aspects clés du flambage dans les cylindres en acier confinés, en s'appuyant sur les résultats obtenus pour contextualiser et éclairer notre compréhension. Le flambage, décrit comme une défaillance structurelle due à l'instabilité, a fait l'objet de précédentes études expérimentales pour déterminer ses mécanismes et implications, notamment dans le cas des cylindres en acier. Cependant l'influence du milieu confinant n'a pas été étudiée expérimentalement. Nous avons réalisé des essais de flambage avec deux types de milieu confinant : du sable et du coulis cimentaire comme indiqué dans le tableau 1 ci-dessous.

Tableau 1. Milieu confinant utilisé pendant les essais

Essai No.	Épaisseur du coulis	f_c
E1_*fc*_0	**0 mm (sable seul)**	**0**
E2_*fc*_0,48	**43 mm (coulis cimentaire seul)**	**0,48**

A. Préparation des éprouvettes

A.1. Éprouvettes en acier

Les éprouvettes sont des tubes en acier API5L X65. Les caractéristiques mécaniques de l'acier ont été déterminées en laboratoire par des essais de traction uni axiale réalisés sur des éprouvettes découpées dans le même tube d'acier utilisé pour obtenir les éprouvettes d'essais de flambage. Les résultats sont résumés dans le tableau 2 ci-dessous.

Tableau 2 - Caractéristiques mécanique sous chargement uni axial de l'acier API 5L X65

Matériau	Module d'Young E (MPa)	Coefficient de Poisson	Limite d'élasticité σ_y (MPa)
API 5L X65	205000	0,3	446

Dans nos essais, la hauteur de l'éprouvette est de 480 mm, le rayon moyen est égale à 80 mm et l'épaisseur est de 2 mm (rapport R/t=40). Aux deux extrémités de la coque, nous positionnons des frettes en acier doux (Figure 3) afin d'assurer des conditions aux limites maitrisées et reproductibles. En l'occurrence ici, il s'agit d'un encastrement. Pour assurer la liaison entre la coque et les frettes, nous utilisons du métal à bas point de fusion.



(a) (b)

FIGURE 3: (a) Coque cylindrique, (b) Frettes inférieure et supérieure

Le centrage est vérifié sur la paroi interne en haut et en bas de la coque. Ce procédé permet la fixation de la coque sans avoir à utiliser un serrage mécanique et présente l'intérêt d'être simple à réaliser et reproductible.

A.2. Coulis cimentaire

Le coulis cimentaire est composé de ciment CEM III/A, de fumée de silice, de bentonite, d'hydrotalcite et d'eau. Le module de Young et la résistance de compression du coulis à l'âge de 14 jours sont respectivement de 154 MPa et 0.56 MPa, en série.

B. Instrumentation

Afin de mesurer les déformations orthoradiales sur la coque, nous disposons de plusieurs jauges sur la surface externe de l'éprouvette. Les jauges sont collées à mi-hauteur de la coque (H/2) et espacées de 40° (9 jauges sur la circonférence, voir Figure 4).



FIGURE 4 **: Schéma d'instrumentation d'une éprouvette cylindrique**

C. Dispositif d'essai

Afin d'étudier le comportement d'une coque mince confinée sous chargement radial, un dispositif d'essai a été développé à l'INSA de Lyon [The Nguyen Nguyen (2017)] et est actuellement utilisé au LEM3 (Figure 5). La coque peut être confinée par du coulis et du sable (en des proportions variables selon les essais), qui remplit l'espace entre la coque et le dispositif de chargement. Le chargement est appliqué au milieu confinant par l'intermédiaire d'un coussin gonflable qui repose contre une enceinte rigide, et transmis à la coque. Le coussin gonflable est relié à une pompe électrique qui le remplit d'huile et le met sous pression. Le capteur de pression est positionné à l'entrée du coussin gonflable. Le coussin gonflable se déforme peu, donc en première approximation, la pression de confinement appliquée sur le milieu confinant est égale à la pression mesurée dans le coussin gonflable. Cependant la pression au niveau du coussin ne reflète pas le chargement appliqué à la coque. Pour empêcher le déplacement axial de la coque, le banc d'essai est placé sous une presse Zwick de 1200 kN, ce qui nous permet également de mesurer la charge axiale en fonction de la pression appliquée. La presse est programmée pour maintenir une position fixe (déplacement imposé) après l'établissement du contact. Le contact est assuré en appliquant une précharge de 2,5 kN. Les données d'essai sont enregistrées sur un PC équipé d'une centrale d'acquisition de données. Les signaux sont enregistrés avec une fréquence d'échantillonnage de 5 Hz.

D. Protocole expérimental

La première étape consiste en la mise en place de l'échantillon équipé de frettes et instrumenté, au centre du banc d'essai. Ensuite, l'espace entre la coque confinée par du coulis cimentaire (temps de prise de 14 jours) et l'enveloppe gonflable est rempli de sable Hostun S28.

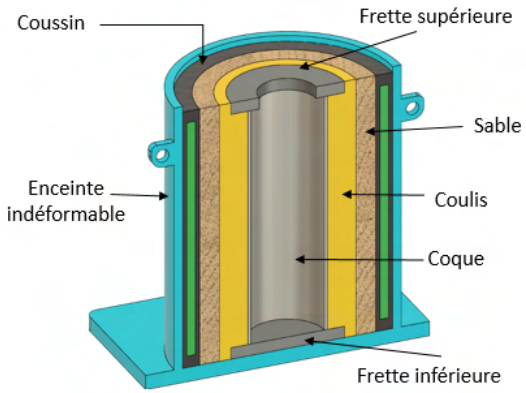


FIGURE 5 : Banc d'essai de flambage

Un couvercle métallique est placé pour éviter que le sable ne s'échappe pendant l'essai. La prochaine étape est la mise en contact entre la traverse de la presse et le couvercle (figure 6), puis le démarrage de l'essai et l'acquisition des données, en appliquant une précharge de 2,5 kN.

Une fois que la valeur de la précharge est atteinte, la pompe électrique est activée. L'essai se termine si une des conditions suivantes est vérifiée :

- On atteint la charge souhaitée.
- La limite en force de la presse est atteinte.
- La coque flambe.

Les vannes de la pompe sont ensuite ouvertes et l'acquisition des données est arrêtée lorsque la pression dans le coussin gonflable atteint zéro.

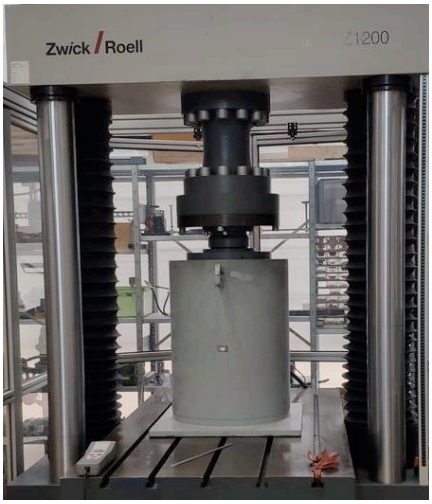


FIGURE 6 : Banc d'essai fermé avec la traverse de la presse mise en contact

III. RÉSULTATS

Les Figures 7, 8 et 9 représentent respectivement l'évolution de la pression au cours du chargement et la déformation orthoradiale du cylindre mesurée par des jauges placées en différents endroits de sa face externe (voir Figure 4). On observe que la pression critique est plus élevée lorsque le milieu confinant est du sable seul (18MPa) que lorsque le milieu confinant est du coulis seul (10MPa). Cela s'explique par le fait que la rigidité du sable (E=1000 MPa) est supérieure à celle du coulis.(E=154 MPa) Il est en effet établi que la pression critique augmente avec l'augmentation de la rigidité du milieu confinant [Gumbel, J. E. (1983)., Daniel Vasilikis & Spyros A. Karamanos (2011)]. La différence de nature de milieu confinant (matériau granulaire dans la cas du sable vs coulis cimentaire) peut cependant également avoir une influence sur la transmission du chargement mécanique à la coque et donc sur la pression critique de flambage. De même, l'évolution de la déformation orthoradiale lorsque la pression du coussin augmente dépend fortement de la nature du milieu confinant. Dans le cas du sable, ces courbes contiennent deux parties linéaires de pentes différentes (le changement de pente a lieu vers 9MPa). Ce changement de pente pourrait correspondre au passage du domaine élastique vers le domaine plastique ou un changement de mode de déformation sans perte de stabilité. En revanche, dans le cas du coulis, les courbes de la figure 9 ne présentent qu'une variation linéaire, car la pression critique dans le cas du coulis est inférieure à la pression impliquant l'entré en plasticité de l'acier Py=10.4 MPa. Le mode de flambement pour les deux essais sont représentés dans les Figures 10 et 11. En ce qui concerne le mode de flambage, nous observons un flambage de type mono-lobe, caractérisé par un lobe de forme étroite et étendue pour le sable, ou un lobe de forme évasée pour le coulis cimentaire.

Le tableau 3 ci-dessous compare les résultats obtenus à partir de l'expérience, représentant la pression du fluide dans le coussin (donc appliquée sur le milieu confinant), avec la pression calculée selon l'équation de Glock, et la pression calculée selon l'équation de Cheney, qui considère le milieu confinant comme un milieu rigide suiveur, en plus de la pression calculée selon l'équation de Montel qui suppose que le flambage se manifeste lorsque la limite élastique est atteinte. Cette comparaison calculs/essais n'est donnée qu'à titre indicatif car les pressions comparées ne sont pas identiques dans les 2 cas (pression appliquée au milieu confinant pour les résultats expérimentaux et pression appliquée à la coque pour les résultats de calcul).

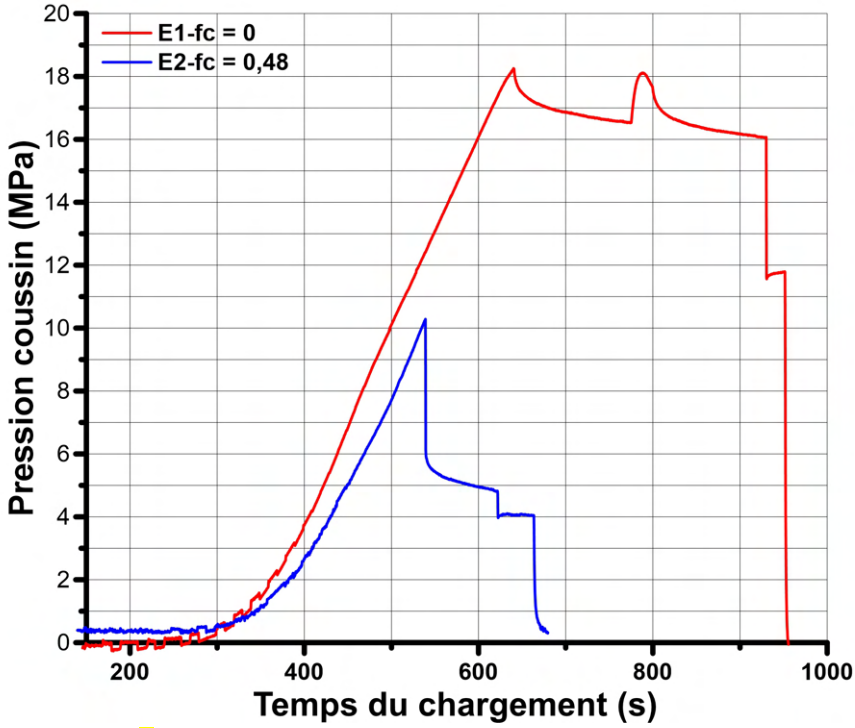


FIGURE 7 : Evolution de la pression dans le coussin au cours du chargement pour les deux essais E1 et E2

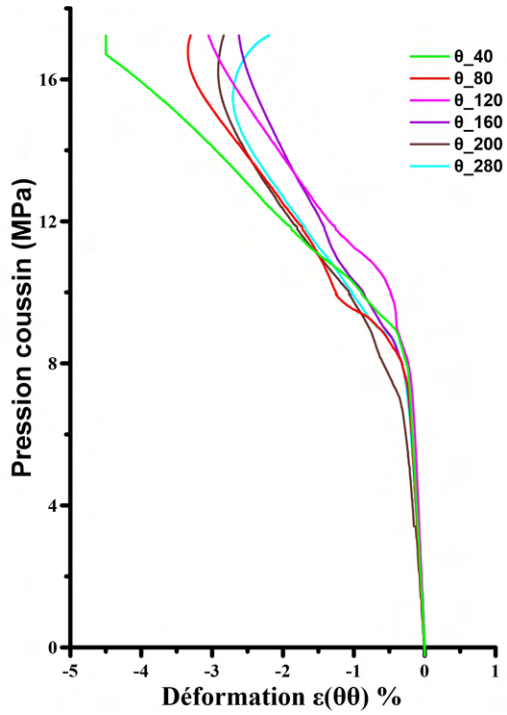


FIGURE 8:Déformations orthoradiales pour l'essai E1_ *fc*= 0

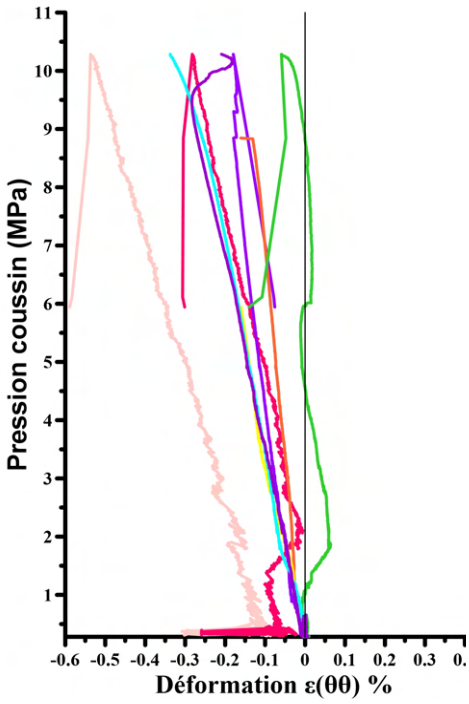


FIGURE 9: Déformations orthoradiales pour l'essai E2_ *fc*= 0.48

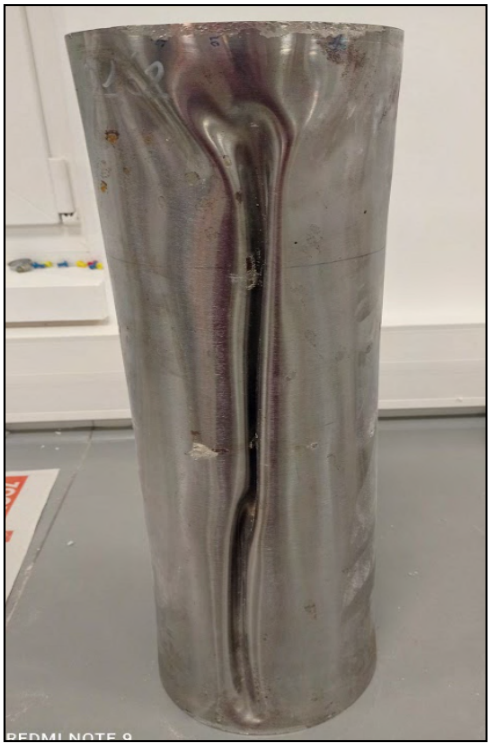


FIGURE 10 : **Déformée du cylindre pour l'essai E1_ *fc*= 0**



FIGURE 11 : **Déformée du cylindre pour l'essai E2_ *fc*= 0,48**

Tableau 3 : **Comparaison des pressions critiques entre les résultats expérimentaux et les calculs analytiques**

Essai No.	P experimental	P_{GL}	P_{Ch}	P_M
E1_*fc*_0	17 MPa	14,65 MPa	37.36 MPa	8.79 MPa
E2_*fc*_0,48	10,28 MPa			

CONCLUSIONS

Nous avons développé une méthodologie expérimentale pour étudier l'effet de la rigidité du milieu confinant sur le comportement au flambage sous contact de coques en acier. Ce milieu confinant influe sur la pression critique et le mode de flambage. Une baisse significative de la pression critique est observée avec la baisse de rigidité du milieu confinant. Le mode de flambage reste en revanche invariant (mono-lobe) mais la forme finale est légèrement influencée par le changement de milieu confinant.

REFERENCES

Cheney, J. A.. (1971),Pressure buckling of ring encased in cavity, *J. Engrg. Mech*., 97(2), 333-342.,

El-Sawy, K., and Moore, I. D.,(1998), Stability of Loosely Fitted Liners Used to Rehabilitate Rigid Pipes, *J. Struct. Eng.,* 124(11), pp. 1350–1357.10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:11(1350)

Glock, D.(1977) Überkritisches Verhalten eines Starr Ummantelten Kreisrohres bei Wasserdrunck von Aussen und Temperaturdehnung. (Post-Critical Behavior of a Rigidly Encased Circular Pipe Subject to External Water Pressure and Thermal Extension), *Der Stahlbau,* Vol. 7, pp. 212-217.,

Gumbel, J. E. (1983). Analysis and design of buried flexible pipes, *thesis presented to the University of Surrey, Surrey, United Kingdom, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.*

Kyriakides, S.,(1982) Babcock, C.D. On the initiation of a propagating buckle in offshore pipelines, *Third International Conference on the Behavior of Offshore Structures, Boston, MA,* Vol. 2, pp. 187-199.

L. Wullschleger and H. R. Meyer-Piening(2002), Buckling of geometrically imperfect cylindrical shells - definition of a buckling load, *International Journal of Non-Linear Mechanics,* vol.37, pp. 645-657,.

Limam, A.(1991), Flambage de coques cylindriques sous combinaison de chargements: pression interne et compression axiale. *Thèse de Doctorat, Lyon : INSA de Lyon,* 211 p.

Montel, R., (1960), Formule Semi-Empirique pour la Détermination de la Pression Extérieure Limite d'Instabilité des Conduits Métalliques Lisses Noyées dans du Béton, *La Houille Blanche,* 15(5), pp. 560–568.10.1051/lhb/1960048

Omara, A. M., Guice, L. K., Straughan, W. T., and Akl, F. A.,(1997), Buckling Models of Thin Circular Pipes Encased in Rigid Cavity, *J. Eng. Mech.,* 123(12), pp. 1294–1301.10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:12(1294)

Vasilikis, D., and Karamanos, S. A.,(2011), Buckling Design of Confined Steel Cylinders Under External Pressure, *ASME J. Press. Vess. Tech.,* 133(1), p. 011205.10.1115/1.4002540

Vasilikis, D and Spyros A.Karamanos (2009) Stability of confined thin-walled steel cylinders under external pressure *International Journal of Mechanical Sciences* 51(1), pp. 21-32.10.1016/j.ijmecsci.2008.11.006

Watkins, R. K.,(2004), Buried Pipe Encased in Concrete, *International Conference on Pipeline Engineering and Construction, San Diego, CA, ASCE.* https://doi.org/10.1061/40745(146)87

Atténuation des vibrations et de la fatigue d'une éolienne offshore flottante de type barge de 5 MW sous des charges de vent et de houle stochastiques

Riad El hamoud[1], Philip Alkhoury[2], Mourad Aït-Ahmed[3], Abdul-Hamid Soubra[1], Franck Schoefs[1], Rabih Dib[4]

[1] *Nantes Université, École Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, IUML, FR 3473, F-44600 Saint-Nazaire, France*

[2] *Formerly Nantes Université, École Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, IUML, FR 3473, F-44600 Saint-Nazaire, France*

[3] *Nantes Université, Institut de Recherche en Énergie Électrique de Nantes Atlantique, IREENA, UR 4642, IUML, FR CNRS 3473, F-44600 Saint-Nazaire, France*

[4] *LaRGES, Faculty of Engineering, Lebanese University, Tripoli, Lebanon*

Corresponding author: Abdul-Hamid Soubra (e-mail: abed.soubra@univ-nantes.fr)

RESUME

Cet article vise à étudier la réduction des vibrations et de la fatigue d'une éolienne offshore flottante de 5 MW de type barge soumise à un vent et une houle stochastiques. Un amortisseur dynamique accordé (ADA) de type omnidirectionnel a été installé dans la plate-forme flottante. Le programme OpenFAST, de simulation couplée aéro-hydro–servo-élastique pour éoliennes, a été utilisé pour effectuer les simulations numériques. L'ADA omnidirectionnel a été calibré sur les fréquences naturelles de tangage et de roulis de la plate-forme afin d'atténuer les vibrations et la fatigue dans les directions avant-arrière et latérale respectivement. Les coefficients d'amortissement optimaux de l'ADA omnidirectionnel dans les directions avant-arrière et latérale ont été obtenus à partir de deux procédures de minimisation où les fonctions objectives sont respectivement les écarts-types des mouvements de rotation de la plateforme issus de tests aux oscillations libres en tangage et en roulis. Les pourcentages de variation de l'écart-type (*Standard Deviation* SD) et du moment à dommage équivalent (*Damage Equivalent Moment* DEM) entre les cas contrôlés et non contrôlés ont été utilisés comme indicateurs de réduction des vibrations et d'atténuation de la fatigue respectivement. L'efficacité de l'ADA omnidirectionnel a été démontrée d'une part, à travers une comparaison avec le cas d'un système à deux ADA indépendants orthogonaux et en considérant une houle multidirectionnelle et d'autre part, *via* une comparaison avec des expressions approchées de la littérature.

Mots-clefs Éolienne offshore flottante de type barge, Vibrations, ADA omnidirectionnel.

I. INTRODUCTION

La demande mondiale en énergie durable croît de façon exponentielle. Parmi les ressources plébiscitées, nous pouvons citer l'énergie éolienne qui joue un rôle clé (*Wind energy in Europe*, 2022). Les éoliennes offshore multi-mégawatts sont aujourd'hui de plus en plus utilisées. Les sous-structures dominantes dans les parcs éoliens offshore sont fixes, parmi elles on peut citer les monopieux, les jackets et les fondations à base gravitaire (*Wind energy in Europe*, 2022). Ces types d'éoliennes sont installés en eau peu profonde, à une profondeur inférieure à 50 - 60 m selon les sites. Cependant, c'est en s'éloignant des côtes que le vent est plus régulier et moins turbulent, ce qui constitue une condition plus favorable pour les éoliennes par rapport à celles installées près de la côte. Dans ce cas, la profondeur d'eau augmente et, dans beaucoup de sites du monde, on parle de profondeur moyenne variant de 100 à 500m. L'installation d'éoliennes fixes dans ces eaux n'est pas compétitive pour atteindre le coût de l'énergie nivelé (Musial et al., 2006). D'où l'idée d'éoliennes offshore flottantes (*Floating Offshore Wind Turbine*, FOWT). Les FOWT sont soumises à des charges stochastiques de vent et de houle. Ce sont des structures dynamiquement sensibles aux excitations de ces deux sollicitations environnementales. Cela entraîne de forts chargements cycliques et parfois des vibrations de la tour et de la plate-forme de l'éolienne. Ces chargements cycliques, surtout s'ils sont amplifiés dynamiquement, peuvent entraîner des défaillances sous l'effet de la fatigue.

Pour réduire les réponses dynamiques [vibrations et moments à dommage équivalent « *Damage Equivalent Moments* DEM »] des FOWT sous les excitations du vent et de la houle, deux stratégies de contrôle principales sont généralement utilisées : la stratégie de contrôle de l'angle d'attaque des pales et l'application de dispositifs de contrôle structurel. La stratégie de contrôle de l'angle d'attaque des pales consiste à modifier les caractéristiques aérodynamiques du rotor pour réduire la réponse dynamique. Cependant, cette stratégie entraîne une utilisation excessive de l'actionneur de l'angle d'attaque des pales, ce qui provoque une fatigue au niveau de l'emplanture de la pale. En outre, cette stratégie de contrôle ne fonctionne pas lorsque la vitesse du vent est inférieure à la vitesse de démarrage (*cut-in wind speed*) et supérieure à la vitesse d'arrêt (*cut-off wind speed*) [Lackner et Rotea (2011)]. L'application de dispositifs de contrôle structurel a été largement étudiée et s'est avérée efficace pour réduire les réponses dynamiques des structures, y compris celles de la FOWT (e.g. Soong et Costantinou, 1994). Cette stratégie consiste à fixer un dispositif dans la structure afin d'absorber l'énergie cinétique et de réduire ainsi la réponse dynamique. Il existe trois types de stratégies de contrôle structurel : passive, semi-active et active. Les stratégies de contrôle semi-actives et actives nécessitent un apport d'énergie. En revanche, le contrôle structurel passif ne nécessite pas d'énergie externe et est largement utilisé dans les éoliennes offshores pour atténuer la réponse dynamique. Différents auteurs ont travaillé sur la réduction des vibrations des FOWT. Yang et He (2020) ont établi un modèle à plusieurs degrés de liberté (*Multi-Degree Of Freedom*, MDOF) pour une FOWT de 5 MW de type spar. Un algorithme génétique a été utilisé pour minimiser les écarts-types du mouvement de tangage de la plate-forme et du déplacement du sommet de la tour dans la direction avant-arrière (voir les différents degrés de liberté de la FOWT dans la figure 1b) en se basant sur un test d'oscillation libre en tangage, l'objectif étant de déterminer les paramètres optimaux de deux amortisseurs dynamiques accordés placés l'un dans la nacelle et l'autre dans la plate-forme. Han et al. (2022) ont établi un

modèle MDOF pour une FOWT de 5MW de type semi-submersible. Comme dans Yang et He (2020), deux ADA ont été utilisés et les paramètres optimaux des deux ADA ont été obtenus sur la base d'un test aux oscillations libres en tangage à l'aide d'un algorithme génétique. On notera toutefois que ces auteurs ont utilisé une seule fonction objective. Cette fonction objective intègre l'écart-type du déplacement avant-arrière du sommet de la tour. Jin et al. (2018) ont établi un modèle MDOF d'une FOWT de 5 MW de type barge afin de trouver les paramètres optimaux de deux ADA placés l'un dans la nacelle et l'autre dans la plate-forme. L'algorithme AFSA (*Artificial Fish Swarm Algorithm*) a été utilisé pour obtenir les paramètres optimaux des deux ADA en se basant sur un test d'oscillation libre en tangage. La fonction objective utilisée par ces auteurs était l'écart-type du déplacement avant-arrière du sommet de la tour, comme dans Han et al. (2022). Han et al. (2023) ont établi un modèle MDOF d'une FOWT de 5 MW de type barge avec un amortisseur à colonne de liquide accordé (*Tuned Liquid Column Damper* TLCD) à l'intérieur de la plate-forme. Un processus de recherche exhaustive a été utilisé pour obtenir les paramètres optimaux du TLCD. Comme dans Han et al. (2022) et Jin et al. (2018), les paramètres optimaux du TLCD ont été obtenus en se basant sur un test aux oscillations libres en tangage et la fonction objective était l'écart-type du déplacement avant-arrière du sommet de la tour. Toutes les études déjà mentionnées n'ont pas pris en compte la houle multidirectionnelle qui est pourtant présente dans la réalité de manière plus ou moins marquée selon les sites.

Dans cet article, un ADA omnidirectionnel passif ayant la propriété de pouvoir se déplacer dans les directions avant-arrière et latérale sera utilisé. L'objectif de cet ADA est de réduire (i) les oscillations de la plateforme (tangage et roulis), (ii) les vibrations du sommet de la tour dans les directions avant-arrière et latérale et (iii) la fatigue à la base de la tour et à l'emplanture des pales dans les directions avant-arrière et latérale (voir figure 1b). La technique utilisée pour déterminer les paramètres de l'ADA omnidirectionnel (raideurs et coefficients d'amortissement dans les deux directions avant-arrière et latérale) est basée d'une part, sur les réponses dynamiques (déplacements et moments) de la FOWT données sous la forme d'une densité spectrale de puissance (DSP) et d'autre part, sur deux procédures de minimisation où les fonctions objectives sont respectivement les écarts-types des mouvements de rotation de la plateforme issus de tests aux oscillations libres en tangage et en roulis. Le contenu de cet article est organisé comme suit : Dans la section II, une analyse dynamique de la FOWT de 5 MW de type barge est effectuée. La section III présente la technique utilisée pour obtenir les paramètres de l'ADA. La section IV présente la trajectoire de l'ADA omnidirectionnel au sein de la plateforme de la FOWT. Dans la section V, l'efficacité de l'ADA omnidirectionnel a été démontrée en le comparant à un système à deux ADA indépendants orthogonaux. La section VI présente une comparaison entre la méthode proposée et deux autres approches simplifiées de la littérature. Enfin, la section VII présente la conclusion.

II. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA FOWT DE 5 MW DE TYPE BARGE

A. Définition de la FOWT de 5 MW de type barge

Dans cet article, la FOWT de 5 MW de type barge développée par le National Renewable Energy Laboratory (NREL) a fait l'objet d'une analyse des vibrations et de la fatigue. Il s'agit d'une

éolienne à trois pales, à vitesse variable et à angle d'inclinaison des pales contrôlé (Jonkman et al., 2009). Un flotteur de type barge développé par ITI Energy (Jonkman, 2007) a été choisi pour supporter l'éolienne. La barge est de forme carrée et dispose d'un système de cables d'ancrage de type catenaire composé de huit lignes disposées en paires, chaque paire étant installée à un des angles de la plate-forme. Les principaux paramètres de la FOWT de type barge de 5 MW sont indiqués dans (Jonkman, 2007) et un schéma est présenté à la figure 1a.

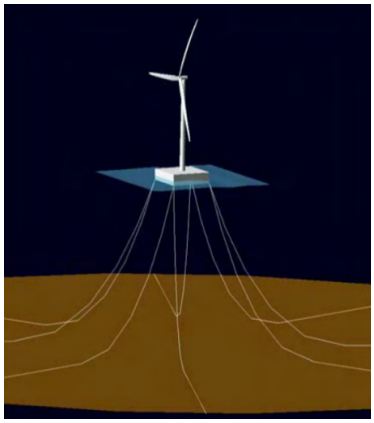


Figure 1.a: Illustration de l'éolienne flottante 5 MW de type barge (Han et al., 2023)

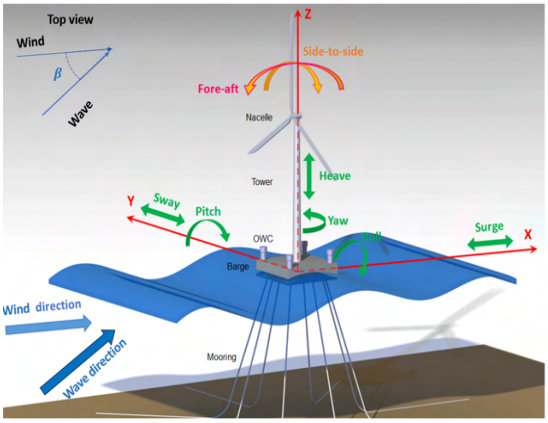


Figure 1.b: Illustration des DoFs de la plateforme et de la tour (Surge=Cavalement ; Sway=Embardée ; Heave=Pilonnement ; Roll=Roulis ; Pitch=Tangage ; Yaw=Lacet ; Fore-aft=Avant-arrière ; Side-side=Latérale) [Aboutalebi et al., 2021]

B. Fréquences propres de la FOWT de type barge de 5 MW

Les fréquences naturelles de la barge 5 MW sont présentées dans le Tableau 1 (Matha, 2010).

Tableau 1: Les fréquences propres de la 5MW FOWT de type barge

Mode	Fréquence propre (Hz)	Mode	Fréquence propre (Hz)
Flotteur : cavalement	0.0076	**Flotteur : roulis**	0.0854
Flotteur : embardée	0.0076	**Flotteur : pilonnement**	0.1283
Flotteur : lacet	0.0198	**1er mode de la tour (avant-arrière)**	0.5282
Flotteur : tangage	0.0849	**1er mode de la tour (latéral)**	0.5375

C. Excitations externes sur la barge 5 MW

Les excitations externes agissant sur l'éolienne sont le vent, la houle et les excitations 1P et 3P dues à la rotation du rotor. La figure 2 montre les spectres des excitations externes (Kaimal pour le vent ; JONSWAP pour la houle et les excitations 1P et 3P dues à la rotation du rotor) ainsi que les fréquences naturelles du tangage et du roulis du flotteur et du 1er mode de la tour dans les directions avant-arrière et latérale. Notons que les fréquences propres du cavalement, de

l'embardée, du lacet et du pilonnement n'affectent pas les vibrations et la fatigue de la tour et ne sont pas donc représentées dans la figure 2. Notons aussi que le spectre de JONSWAP tracé en figure 2 représente le spectre d'une houle unidirectionnelle (onde plane) ayant une hauteur significative de houle de 2 m et une période pic de 12.5 s et celui de Kaimal représente un vent ayant une vitesse moyenne de 11.4 m/s. On remarque que les fréquences naturelles du tangage et du roulis sont coïncidentes (traits en pointillé) à cause de la symétrie de l'architecture du flotteur. À partir de l'analyse spectrale, on remarque que les fréquences du tangage et du roulis sont excitées par la houle et les 1ers modes de la tour sont excités par *3P*.

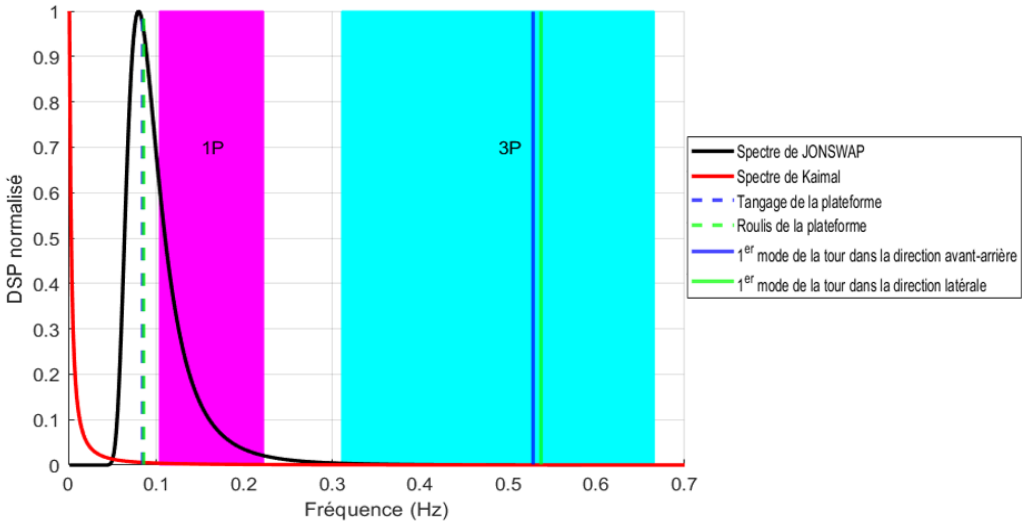


Figure 2: Diagramme spectral représentatif des excitations externes ainsi que les fréquences du tangage et roulis de la plateforme et celles du 1es mode de la tour dans les directions avant-arrière et latérale (Houle générée à partir du spectre de JONSWAP ayant Hs=2m et Tp=12.5s ; Vent généré à partir du spectre de Kaimal ayant V=11.4 m/s)

Dans le but d'identifier les modes excités sous des chargements représentatifs de vent et de houle, trois scénarii de chargement sont étudiés. Les trois scénarii couvrent tout le régime de fonctionnement de l'éolienne : inférieur au régime nominal, régime nominal, supérieur au régime nominal (*cf.* Tableau 2).

Tableau 2: Trois scénarii de simulation utilisés pour calculer les réponses dynamiques de la FOWT

	Vitesse du vent (V)	**Hauteur significative de la houle (H_s)**	**Période de la houle (T_p)**	**Type de régime**
Scénario 1	8 m/s	2 m	12.5 s	Inférieur au régime nominal
Scénario 2	12 m/s	2.6 m	12.5 s	Régime nominal
Scénario 3	37 m/s	7 m	12.5 s	Supérieur au régime nominal

Pour les trois scénarii, les DSP (i) du roulis (respectivement du tangage) de la plateforme, (ii) du déplacement du sommet de la tour dans la direction latérale (respectivement avant-arrière), (iii) du moment à la base de la tour dans la direction latérale (respectivement avant-arrière) montrent un pic à une fréquence commune qui correspond à la fréquence du roulis (respectivement

tangage) de la plateforme (les figures correspondantes ne sont pas présentées dans cet article). Il est à noter que les DSP du déplacement du sommet de la tour dans la direction latérale (respectivement avant-arrière) montrent également un pic additionnel correspondant aux fréquences du 1er mode de la tour dans la direction latérale (respectivement avant-arrière) mais d'une intensité nettement inférieure en comparaison avec celle qui correspond à la fréquence du roulis (respectivement tangage) [cf. figure A1 en annexe]. Par conséquent, l'ADA sera calibré aux fréquences du roulis et du tangage dans les deux directions latérale et avant-arrière respectivement. Quant aux pales, le moment dans la direction avant-arrière montre un pic à la fréquence du tangage de la plateforme alors que le moment dans la direction latérale ne montre aucun pic à la fréquence du roulis de la plateforme. Cela implique que l'ADA réduira le DEM seulement dans la direction avant-arrière.

III. CALIBRATION DE L'ADA OMNIDIRECTIONNEL

Un ADA omnidirectionnel a été utilisé dans cet article. Cet ADA est constitué d'une seule masse avec deux paires de ressorts et d'amortisseurs placés dans les directions avant-arrière et latérale et se déplaçant selon un mouvement plan. La calibration de l'ADA omnidirectionnel consiste à identifier ses quatre paramètres qui sont (i) les raideurs k_x et k_y des deux ressorts dans les directions avant-arrière et latérale respectivement, et (ii) les deux coefficients d'amortissement c_x et c_y dans les directions avant-arrière et latérale respectivement. La technique de calibration comprend deux étapes :

1. Dans la première étape, on cherche à déterminer la raideur k_x (respectivement k_y) du ressort dans la direction avant-arrière (respectivement latérale). Pour cela, la pulsation naturelle ω_x de l'ADA est prise égale à la pulsation naturelle du tangage de la plate-forme. De même, la pulsation naturelle ω_y de l'ADA est prise égale à la pulsation naturelle du roulis de la plate-forme. Selon Han et al. (2022), Jin et al. (2018), Park et al. (2022), Si et al. (2014) et Yang et He (2020), un ADA doit avoir un rapport massique inférieur à 5%. Par conséquent, l'ADA omnidirectionnel est choisi ici pour avoir une masse, *M*, correspondant à 5% de la masse globale de l'éolienne. Cette masse importante est prise en compte afin d'obtenir un effet d'atténuation maximal. L'ADA est ajouté à la base de la plate-forme (i.e. à - 4 m sous le niveau moyen de la mer). La pulsation naturelle ω_x de l'ADA omnidirectionnel dans le sens avant-arrière est liée à la raideur du ressort k_x dans le sens avant-arrière et à sa masse *M* par l'équation (1) [une relation similaire reste valable dans le sens latéral] :

$$k_x = M \times (\omega_x)^2 \quad (1)$$

où $\omega_x = 2 \times \pi \times f$ et f est la fréquence propre du tangage.

2. Dans la deuxième étape, on cherche à déterminer le coefficient d'amortissement c_x (respectivement c_y) dans la direction avant-arrière (respectivement latérale). Notons que le coefficient d'amortissement c_x de l'ADA omnidirectionnel dans le sens avant-arrière est lié au taux d'amortissement ξ_x dans le sens avant-arrière, à la masse *M* de l'ADA et à sa pulsation naturelle ω_x comme suit (une relation similaire reste valable dans le sens latéral) :

$$c_x = 2 \times M \times \omega_x \times \xi_x \quad (2)$$

Afin de déterminer le taux d'amortissement optimal $\xi_{optimal,\ x}$ (respectivement $\xi_{optimal,\ y}$) dans la direction avant-arrière (respectivement latérale), un test aux oscillations libres en tangage de la

plate-forme (respectivement en roulis de cette plate-forme) sera utilisé en présence de l'ADA à la base de la plateforme. Ce test consiste à appliquer un angle de tangage initial (respectivement un angle de roulis initial) au temps t = 0 en l'absence de vent et de houle. La figure 3 montre l'écart-type du tangage et du roulis de la plate-forme pour différents taux d'amortissement allant de 1% à 100% et ce, pour les deux configurations contrôlées et non contrôlées.

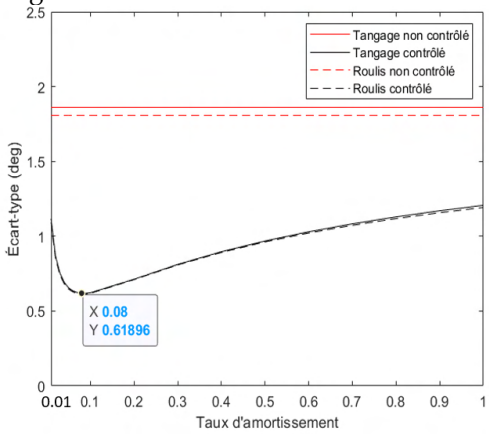


Figure 3: Variation de l'écart-type du tangage de la plateforme (courbe continue) et roulis (courbe pointillée) en fonction du taux d'amortissement de l'ADA omnidirectionnel dans les cas contrôlés et non contrôlés.

Selon la figure 3, on peut remarquer que l'écart-type du tangage de la plateforme ainsi que l'écart type du roulis présentent un minimum dans les cas contrôlés. La valeur du taux d'amortissement correspondante a été trouvée quasi-identique dans les deux directions où $\xi_{optimal,\,x} \approx \xi_{optimal,\,y} = 0{,}08$; ce qui s'explique par la symétrie du flotteur qui joue un rôle prépondérant dans le comportement libre induisant ainsi des pulsations naturelles de roulis et de tangage qui sont très proches.

Une comparaison de la série temporelle du tangage de la plate-forme et de sa DSP a été effectuée dans les figures 4 et 5 pour les trois cas suivants (i) le cas non contrôlé (ii) le cas contrôlé où le taux d'amortissement ξ est fixé à la valeur optimale (c'est-à-dire ξ=8%) et (iii) le cas contrôlé où le taux d'amortissement ξ est fixé à deux valeurs arbitraires de 4% et 20%. Des figures similaires ont été également effectuées pour le roulis mais non présentées dans cet article car elles montrent les mêmes tendances.

Les comparaisons entre les cas contrôlés et non contrôlés ont été réalisées pour trois valeurs initiales de tangage de la plateforme (2° ; 5° ; 8°). Seuls les résultats de la valeur 5° sont présentés. Les résultats des autres valeurs de l'angle n'ont pas été fournis ici car ils présentent une tendance similaire. La figure 4 montre que la série temporelle associée à ξ = 8% conduit à une décroissance importante et rapide du mouvement de tangage de la plate-forme en comparaison aux autres valeurs de ξ. Par ailleurs, la figure 5 montre que l'ADA omnidirectionnel ayant le taux d'amortissement optimal de ξ = 8% (spectre tracé en noir) conduit à une valeur quasi-nulle de la puissance associée à la fréquence du tangage de la plateforme contrairement aux deux autres cas correspondant à des valeurs arbitraires de ξ (ξ = 4% ; 20%) [spectres en trait bleu et vert]. Notons cependant que la puissance associée à ξ = 8%, n'est pas toujours minimale quel que soit la valeur de la fréquence en comparaison aux autres valeurs arbitraires de ξ, mais elle reste toujours très inférieure au cas non contrôlé.

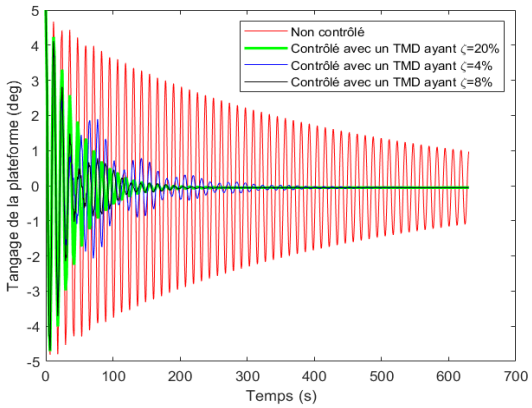


Figure 4: Comparaison du test aux oscillations libres en tangage pour (i) le cas non contrôlé (ii) cas contrôlé où ξ = 8% (iii) cas contrôlé où ξ = 4% et ξ = 20% quand la valeur initiale du tangage de la plateforme est 5°

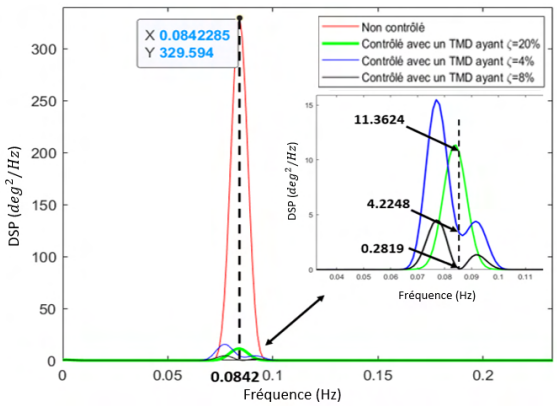


Figure 5: Comparaison de la DSP des tests aux oscillations libres en tangage pour (i) le cas non contrôlé (ii) cas contrôlé où ξ = 8% (iii) cas contrôlé où ξ = 4% et ξ = 20% quand la valeur initiale du tangage de la plateforme est 5°

Le tableau 3 montre les paramètres obtenus (k_x, k_y, c_x, c_y) de l'ADA omnidirectionnel avec la méthode proposée. Pour une masse de 307473 kg et en considérant que l'ADA est un cube en acier, un cube de 3,4 m de côté placé à la base de la plateforme est nécessaire. Ces dimensions du cube d'acier sont tout à fait possibles pour la plateforme ayant comme dimensions 40 m x 40 m x 10 m.

Tableau 3: Paramètres de l'ADA omnidirectionnel obtenus en utilisant la méthode proposée

Masse	Raideur	Amortissement
M = 307473 kg	k_x = 87495 N/m	c_x = 26243 N.s/m
	k_y = 88528 N/m	c_y = 26243 N.s/m

IV. TRAJECTOIRE DE L'ADA OMNIDIRECTIONNEL

Lors de son déplacement au sein de la plateforme, l'ADA omnidirectionnel dissipe une partie de l'énergie cinétique de la FOWT. Des limiteurs de course (*stroke limiters*) de mêmes caractéristiques placées à ±18 m dans les deux directions avant-arrière et latérale ont été utilisés pour que l'ADA omnidirectionnel ne dépasse pas les limites imposées (cf. lignes rouges en figure 6). Chaque limiteur de course est constitué d'un ressort et d'un amortisseur caractérisés respectivement par une raideur de 5 x 10^7 N/m et un amortissement de 5 x 10^7 N.s/m. Ces valeurs ont été choisies de telle manière à assurer un déplacement maximal de l'ADA de ±18 m dans les deux directions avant-arrière et latérale. La figure 6 présente la trajectoire de l'ADA omnidirectionnel dans le cas d'un angle de désalignement de 45° entre un vent et une houle unidirectionnelle. Cette figure montre que les limiteurs de course ont bien joué leurs rôles et ont permis à l'ADA omnidirectionnel de rester dans la zone autorisée.

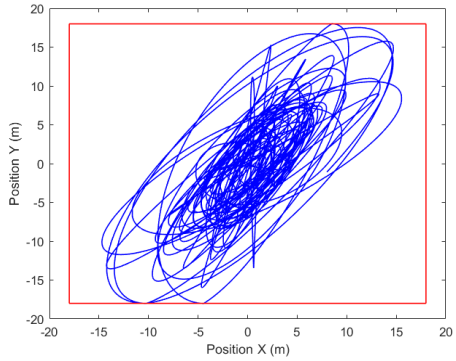


Figure 6: Trajectoire de l'ADA omnidirectionnel dans la plateforme

V. PERTINENCE DE L'ADA OMNIDIRECTIONNEL EN COMPARAISON À UN SYSTEME À DEUX ADA ORTHOGONAUX

L'objectif de ce paragraphe est de montrer l'efficacité de l'ADA omnidirectionnel. Pour cela, une comparaison avec un système à deux ADA indépendants orthogonaux a été réalisée. Notons que ce système à deux ADA orthogonaux est composé de deux ADA ayant une masse totale égale à la masse de l'ADA omnidirectionnel soit 5% de la masse globale de la FOWT. Les deux ADA orthogonaux se déplacent dans deux directions orthogonales : la direction avant-arrière et la direction latérale. Trois distributions de masse entre les deux ADA orthogonaux sont considérées : (i) (100% AA - 0% LAT), (ii) (50% AA - 50% LAT), et (iii) (0% AA - 100% LAT). Notons que 50% AA - 50% LAT équivaut à dire que 50% de la masse de l'ADA omnidirectionnel est placée dans le sens avant-arrière et 50% de cette masse est placée dans le sens latéral. Les paramètres des différentes configurations du système à deux ADA orthogonaux sont présentés dans le tableau 4.

Tableau 4 : Paramètres des différentes configurations du système à deux ADA orthogonaux

	100%AA - 0% LAT		**50%AA - 50% LAT**		**0%AA - 100% LAT**	
	ADA dans la direction avant-arrière	**ADA dans la direction latérale**	**ADA dans la direction avant-arrière**	**ADA dans la direction latérale**	**ADA dans la direction avant-arrière**	**ADA dans la direction latérale**
Masse (kg)	307473	0	153736	153736	0	307473
Raideur (N/m)	87494	0	43747	44264.2	0	88528
Amortissement (N.s/m)	26243	0	13121	13199	0	26398

Une houle multidirectionnelle est utilisée ici. Elle est générée par un spectre appelé spectre multidirectionnel. Les figures 7 et 8 montrent respectivement des exemples de vagues unidirectionnelles et multidirectionnelles.

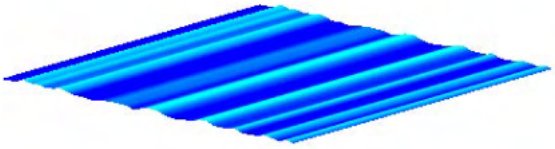


Figure 7: Houle unidirectionnelle (Duarte et al., 2014)

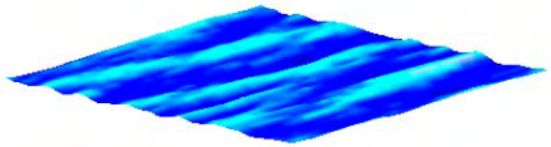


Figure 8: Houle multidirectionnelle (Duarte et al., 2014)

Afin d'évaluer l'efficacité de l'ADA omnidirectionnel en termes de réduction des vibrations en comparaison au cas du système à deux ADA orthogonaux, les écart-types du tangage et du roulis de la plate-forme et les écart-types du déplacement du sommet de la tour dans les directions avant-arrière et latérale ont été calculés. Pour l'évaluation de l'efficacité de l'ADA omnidirectionnel par rapport au système à deux ADA orthogonaux en ce qui concerne l'atténuation de la fatigue à la base de la tour et à l'emplanture de la pale, le moment à dommage équivalent (DEM) a été calculé. Notons que pour le calcul du DEM à la base de la tour et à l'emplanture de la pale, l'algorithme de comptage des cycles *Rainflow Counting Algorithm* et la courbe SN ont été adoptés. Pour la base de la tour (respectivement l'emplanture de la pale), l'exposant de Wöhler utilisé dans la courbe SN était égal à 3 (respectivement 10) selon les préconisations de Han et al. (2023). La différence relative est utilisée comme indicateur d'amélioration par rapport au cas non contrôlé. Les expressions de la différence relative (appelée facteur de réduction) pour l'écart-type et pour le DEM sont données dans les équations (3) et (4) comme suit :

$$\eta_{\sigma} = \frac{\sigma^{non\ contrôlé} - \sigma^{contrôlé}}{\sigma^{non\ contrôlé}} \quad (3)$$

$$\eta_{DEM} = \frac{DEM^{non\ contrôlé} - DEM^{contrôlé}}{DEM^{non\ contrôlé}} \quad (4)$$

Dans le but de comparer la pertinence de l'ADA omnidirectionnel par rapport au système à deux ADA orthogonaux en termes de réduction bidirectionnelle de la fatigue et des vibrations, l'éolienne est soumise à une vitesse de vent de 18 m/s, une hauteur de houle significative de 4 m, une période de houle de 12.5 s. On considèrera quatre valeurs du secteur de propagation de la houle (0°, 90°, 180°, 270°, 360°).

Les figures 9-11 présentent une comparaison entre l'ADA omnidirectionnel et le système à deux ADA orthogonaux et ce, concernant les facteurs de réduction de l'écart-type (SD) et du DEM (i.e. η_{σ} , η_{DEM}) des différents paramètres de sortie. À partir de ces figures, on remarque que l'ADA omnidirectionnel donne, pour toutes les valeurs de secteur de houle, de meilleurs résultats que le système à deux ADA dans la réduction des vibrations et de la fatigue. Son effet supérieur par rapport à la configuration 50%AA-50%LAT réside dans l'effet de la masse. En d'autres termes, la totalité de la masse de l'omnidirectionnel se déplace dans les directions avant-arrière et latérale alors que dans la configuration 50%AA-50%LAT, seule la moitié de la masse se déplace dans chaque direction. Pour les autres configurations du système à deux ADA, l'effet supérieur de l'ADA omnidirectionnel réside dans le degré de liberté additionnel qu'il possède. À titre d'exemple, la configuration (100%AA - 0%LAT) réduit uniquement dans la direction avant-arrière. Cependant, l'ADA omnidirectionnel réduit dans les deux directions en même temps.

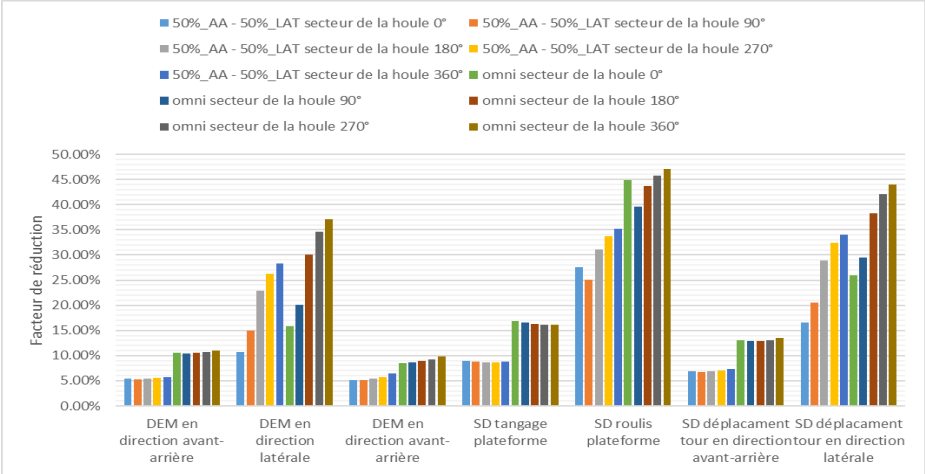


Figure 9: Facteurs de réduction de l'ADA omnidirectionnel et de la configuration 50%AA-50%LAT

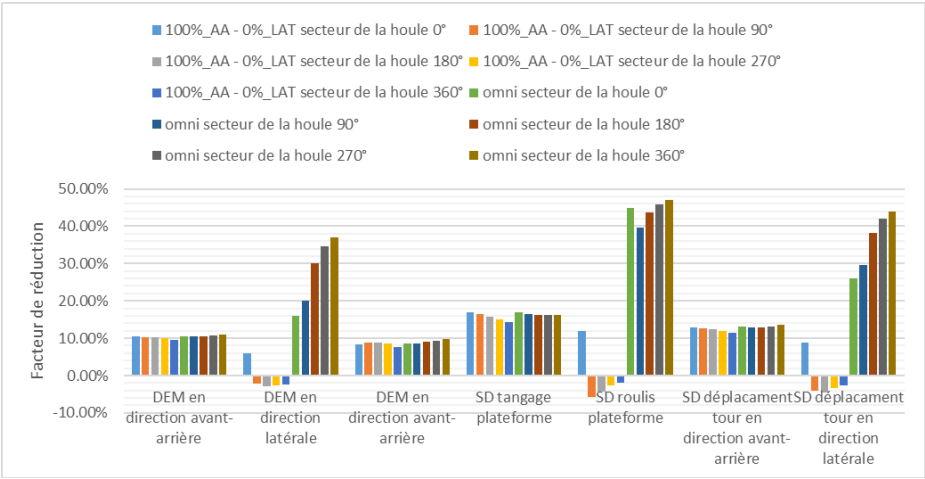


Figure 10: Facteurs de réduction de l'ADA omnidirectionnel et de la configuration 100%AA-0%LAT

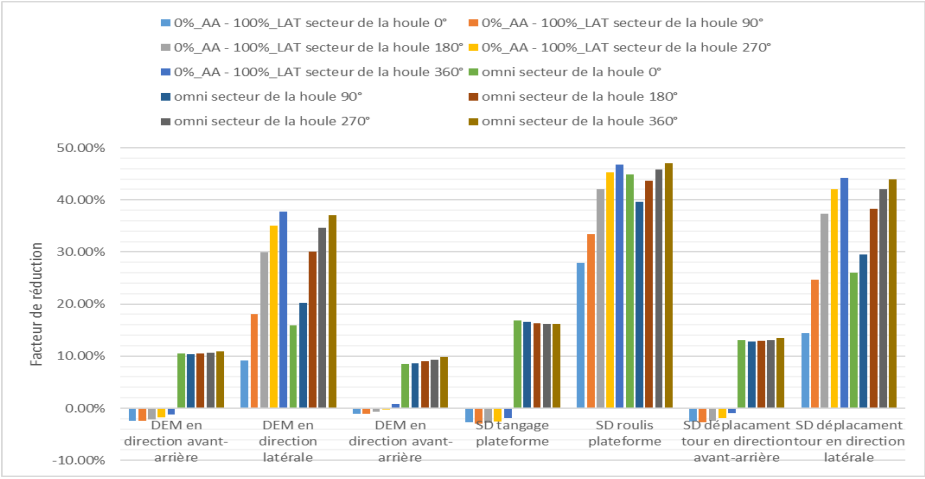


Figure 11: Facteurs de réduction de l'ADA omnidirectionnel et de la configuration 0%AA-100%LAT

Il est à remarquer ici que pour un secteur de houle compris entre 90° et 360°, la réduction de la fatigue et des vibrations dans la direction latérale augmente lorsque le secteur de la houle incidente augmente et ce, pour l'ADA omnidirectionnel et les deux configurations (0%AA - 100%LAT) et (50%AA - 50%LAT) du système à deux ADA orthogonaux. La configuration (100%AA - 0%LAT) du système à deux ADA orthogonaux ne montre pas la même tendance (réductions négatives). Cela est dû au fait que l'ADA est placé dans cette configuration dans la direction avant-arrière et de ce fait, il n'a pas d'influence sur l'effet d'une multi-directionnalité de la houle qui affecte principalement les mouvements dans la direction latérale. Il est à noter que pour la même configuration (100%AA - 0%LAT) mais pour un secteur de houle incidente égal à 0°, on retrouve bien une réduction des vibrations et de la fatigue dans la direction latérale. Cela s'explique par un couplage entre les mouvements avant-arrière et latéral pour cette valeur du secteur de houle. Néanmoins, dans le cas où le secteur de la houle incidente est supérieur à 0°, on assiste à des réductions négatives montrant ainsi la faiblesse de l'effet de couplage avant-arrière et latéral devant l'effet de la houle multidirectionnelle. Notons enfin qu'en ce qui concerne l'ADA omnidirectionnel et la configuration (50%AA - 50%LAT), on n'obtient pas la plus faible réduction de l'écart-type du roulis pour le secteur de houle à 0°. Cela s'explique par l'effet important du couplage entre les directions avant-arrière et latérale pour cette valeur du secteur de houle.

En ce qui concerne la réduction de la fatigue et des vibrations dans la direction avant-arrière, celle-ci reste quasiment la même indépendamment de la valeur du secteur de houle incidente. En effet, la houle multidirectionnelle excite principalement les mouvements latéraux de l'éolienne. Notons enfin que l'ADA omnidirectionnel et la configuration (100%AA - 0%LAT) donnent les plus grandes (et mêmes) réductions des vibrations et de la fatigue suivis de la configuration (50%AA - 50%LAT); la configuration (0%AA - 100%LAT) ne montrant aucune réduction (réductions légèrement négatives) du fait que dans cette configuration, l'ADA est placé dans la direction latérale.

Sur le plan quantitatif, les résultats obtenus ont montré que l'ADA omnidirectionnel réduit de manière significative les vibrations et la fatigue bidirectionnelles en présence de vent et d'une houle multidirectionnelle. La réduction du SD du roulis de la plate-forme et du DEM à la base de la tour dans la direction latérale pourrait atteindre respectivement 47% et 37% en présence de l'ADA omnidirectionnel lorsque le secteur de la houle incidente est égal à 360°.

VI. COMPARAISON ENTRE LA MÉTHODE PROPOSÉE ET D'AUTRES MÉTHODES SIMPLIFIÉES

Dans la littérature, il existe des expressions simplifiées pour le calcul des paramètres de l'ADA (e.g Den Hartog, 1985; Tsai et Lin, 1993). Den Hartog (1985) a donné des expressions explicites pour la fréquence et le rapport d'amortissement optimaux de l'ADA pour l'atténuation des vibrations d'un système non amorti. Ces expressions sont données par les équations (5) et (6) comme suit :

$$f_{ADA-Den\,Hartog} = \frac{f}{1+\mu} \tag{5}$$

$$\xi_{ADA-Den\,Hartog} = \sqrt{\frac{3 \times \mu}{8 \times (1+\mu)}} \quad (6)$$

où :

μ est le ratio de la masse de l'ADA. Il est égal au rapport de la masse de l'ADA et de la masse de la structure primaire. Ici, μ = 5% ;

f est la fréquence propre du système primaire. Ici, f est égale à la fréquence du tangage (respectivement du roulis) dans la direction avant-arrière (respectivement latérale) ; $f_{ADA-Den\,Hartog}$ est la fréquence propre de l'ADA dans une direction (soit avant-arrière, soit latérale) ;

$\xi_{ADA-Den\,Hartog}$ est le taux d'amortissement de l'ADA dans une direction (soit avant-arrière, soit latérale).

Par ailleurs, Tsai et Lin (1993) ont également proposé des expressions explicites pour déterminer la fréquence et le rapport d'amortissement optimaux de l'ADA pour l'atténuation des vibrations d'un système amorti. Ces expressions sont données par les équations (7) et (8) comme suit :

$$f_{ADA-Tsai} = f \times \left[\left(\frac{\sqrt{1+0.5\times\mu}}{1+\mu} + \frac{1}{\sqrt{1-2\xi^2}} - 1\right) - (0.288 - 0.661 \times \sqrt{\mu} + 1.12 \times \mu) \times \sqrt{\mu} \times \xi - (2.298 - 6.739 \times \sqrt{\mu} + 8.316 \times \mu) \times \sqrt{\mu} \times \xi^2\right] \quad (1)$$

$$\xi_{ADA-Tsai} = \sqrt{\frac{3 \times \mu}{8 \times (1+\mu)}} + 0.151 \times \xi - 0.187 \times \xi^2 + 0.238 \times \mu \times \xi \quad (2)$$

Où,

$f_{ADA-Tsai}$ est la fréquence propre de l'ADA dans une direction (soit avant-arrière, soit latérale) ;

ξ est le taux d'amortissement du système primaire ;

$\xi_{ADA-Tsai}$ est le taux d'amortissement de l'ADA dans une direction (soit avant-arrière, soit latérale).

Le paramètre ξ qui apparait dans les équations (7) et (8) a été calculé en utilisant l'équation suivante :

$$\xi = \frac{c}{c_{critique}} = \frac{c}{2 \times \sqrt{k_p \times I_p}} \quad (9)$$

où c est le coefficient d'amortissement du tangage, k_p est la raideur en tangage de la plateforme et I_p est le moment d'inertie en tangage de la plateforme. Les valeurs de ces paramètres telles qu'elles sont données par Jin et al. (2018) sur la base d'un modèle MDOF de la barge 5 MW sont respectivement : $c = 5.088 \times 10^8\ N.s/m$; $k_p = 1.1704 \times 10^9\ N/m$; $I_p = 3.88 \times 10^9\ kg.m^2$.

Le tableau 5 donne les fréquences et les taux d'amortissements de l'ADA omnidirectionnel obtenus en utilisant les équations de Den Hartog (1985) et de Tsai et Lin (1993) et le tableau 6 présente les paramètres obtenus (k_x, k_y, c_x, c_y) de l'ADA omnidirectionnel avec ces deux méthodes.

Afin de montrer la pertinence de la méthode proposée par rapport aux méthodes citées ci-avant, la figure 12 (respectivement figure 13) montre la DSP du tangage de la plateforme dans le cas d'un test aux oscillations libres en tangage pour (i) le cas non contrôlé, (ii) le cas contrôlé où l'ADA omnidirectionnel utilisé est celui de Den Hartog (1985) [respectivement celui de Tsai et Lin (1993)] et (iii) le cas contrôlé où l'ADA omnidirectionnel utilisé est celui de la méthode proposée.

Tableau 5: Fréquences et taux d'amortissements de l'ADA omnidirectionnel obtenus en utilisant les équations de Den Hartog (1985) et de Tsai et Lin (1993)

	Méthode de Den Hartog (1985)	Méthode de Tsai et Lin (1993)
Fréquence de l'ADA dans la direction avant-arrière (Hz)	0.0808	0.0823
Fréquence de l'ADA dans la direction latérale (Hz)	0.0813	0.0828
Taux d'amortissement dans la direction avant-arrière	0.1336	0.1505
Taux d'amortissement dans la direction latérale	0.1336	0.1505

Tableau 6: Paramètres de l'ADA omnidirectionnel obtenus en utilisant la méthode de Den Hartog (1985) et celle de Tsai et Lin (1993)

Méthode	**Masse**	**Raideur**	**Coefficient d'amortissement**
Den Hartog (1985)	M = 307473 kg	k_x = 79248 N/m	c_x = 43826 N.s/m
		k_y = 80232 N/m	c_y = 43826 N.s/m
Tsai et Lin (1993)	M = 307473 kg	k_x = 82218 N/m	c_x = 47858 N.s/m
		k_y = 83220 N/m	c_y = 48149 N.s/m

D'après la figure 12, il est clair que l'ADA omnidirectionnel obtenu par la méthode proposée dans cet article (cf. spectre tracé en noir) est plus performant que celui donné par la méthode de Den Hartog (1985) (cf. spectre tracé en bleu). En effet, l'ADA omnidirectionnel obtenu par la méthode proposée ici conduit à une valeur quasi-nulle de la puissance (DSP=0.2819 deg^2/Hz) pour la fréquence du tangage de la plateforme et ce, en comparaison avec la valeur de la puissance (DSP = 4.6832 deg^2/Hz) correspondant à l'ADA omnidirectionnel de Den Hartog (1985). De même, la figure 13 montre que la puissance (DSP = 4.9537 deg^2/Hz) correspondant à l'ADA de Tsai et Lin (1993) [cf. spectre tracé en vert] est 17 fois plus grande que celle (DSP=0.2819 deg^2/Hz) associée à

notre méthode. Cela montre l'insuffisance des méthodes proposées par Den Hartog (1985) et Tsai et Lin (1993).

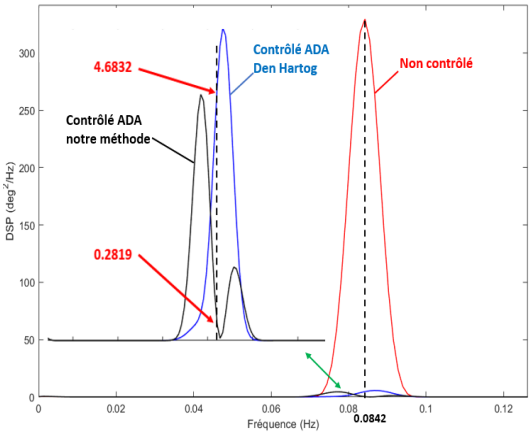


Figure 12: Comparaison de la DSP des tests aux oscillations libres en tangage pour (i) le cas non contrôlé, (ii) le cas contrôlé où l'ADA de Den Hartog (1985) est utilisé et (iii) le cas contrôlé où l'ADA de la méthode proposée est utilisé

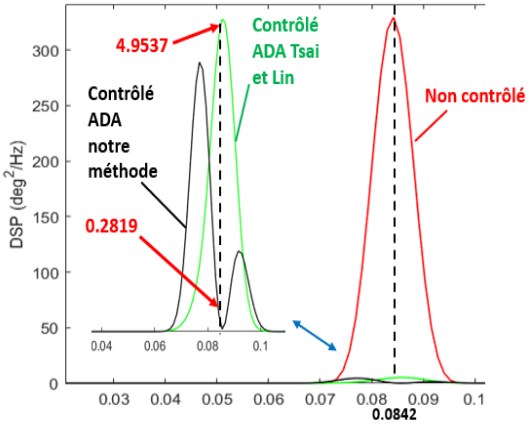


Figure 13: Comparaison de la DSP des tests aux oscillations libres en tangage pour (i) le cas non contrôlé, (ii) le cas contrôlé où l'ADA de Tsai et Lin (1993) est utilisé et (iii) le cas contrôlé où l'ADA de la méthode proposée est utilisé

VII. CONCLUSION

Dans cet article, un ADA omnidirectionnel passif a été utilisé pour réduire les vibrations et la fatigue dans les directions avant-arrière et latérale d'une FOWT de type barge de 5 MW soumise à des charges de vent et de houle stochastiques et considérant une houle multidirectionnelle. L'ADA omnidirectionnel a été placé dans la plate-forme et a été réglé à la fréquence de tangage (respectivement la fréquence de roulis) de la plate-forme afin de déterminer les raideurs des deux ressorts de l'ADA placés dans les directions avant-arrière et latérale respectivement. Le choix des fréquences utilisées dans les directions avant-arrière et latérale a été basé sur une analyse dynamique pour différents scénarii de vent et de houle. En ce qui concerne les coefficients d'amortissement des deux amortisseurs de l'ADA dans les directions avant-arrière et latérale, ceux-ci ont été obtenus à partir de deux procédures de minimisation de l'écart-type des mouvements de rotation de la plate-forme obtenus à partir d'essais aux oscillations libres, en tangage et en roulis de la plateforme.

Afin de montrer la pertinence de l'ADA omnidirectionnel, une comparaison avec un système à deux ADA indépendants orthogonaux et une confrontation avec deux approches simplifiées de la littérature ont été réalisées.

Les résultats obtenus ont montré la supériorité de l'ADA omnidirectionnel pour toutes les valeurs du secteur de houle et ce, par rapport au système à deux ADA orthogonaux en raison de l'effet de la masse de l'ADA qui agit en totalité et de manière simultanée dans les deux directions. Ces résultats ont aussi montré que pour l'ADA omnidirectionnel, la réduction des vibrations et de la fatigue dans la direction avant-arrière reste quasiment la même indépendamment de la valeur du secteur de houle incidente. Ceci n'est pas le cas dans la direction latérale puisqu'on assiste à une diminution de la réduction des vibrations et de la fatigue entre 0° et 90° et puis à une

augmentation de cette réduction lorsque le secteur de houle varie de 90° à 360°. La diminution de réduction a été expliquée par un effet de couplage entre les directions avant-arrière et latérale. Sur le plan quantitatif, les résultats obtenus ont montré que l'ADA omnidirectionnel réduit de manière significative les vibrations et la fatigue bidirectionnelles en présence de vent et d'une houle multidirectionnelle. La réduction du SD du roulis de la plate-forme et du DEM à la base de la tour dans la direction latérale pourrait atteindre respectivement 47% et 37% en présence d'un ADA omnidirectionnel lorsque le secteur de la houle incidente est égal à 360°.

En ce qui concerne la confrontation avec les approches simplifiées, la méthode proposée dans cet article a permis de réduire de manière significative les vibrations par rapport aux méthodes de Den Hartog (1985) et de Tsai et Lin (1993) montrant ainsi la pertinence de l'approche utilisée.

ANNEXE

La figure A1 présente la DSP du déplacement du sommet de la tour dans la direction avant-arrière.

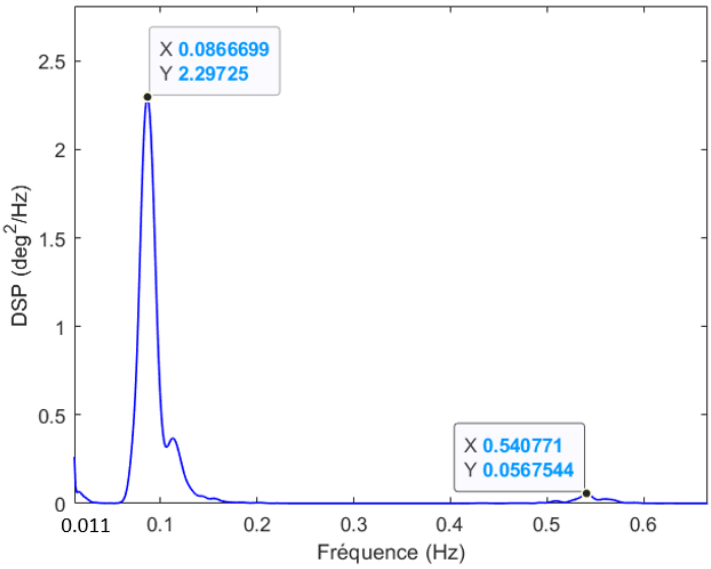


Figure A1: DSP du déplacement du sommet de la tour dans la direction avant-arrière

REMERCIEMENTS

Ces travaux ont été réalisés dans le cadre du WEAMEC, *West Atlantic Marine Energy Community*, et du financement de la CARENE et de la Région Pays de la Loire.

REFERENCES

Aboutalebi, P., M'zoughi, F., Garrido, I., Garrido, A.J., 2021. Performance Analysis on the Use of Oscillating Water Column in Barge-Based Floating Offshore Wind Turbines. Mathematics 9, 475. https://doi.org/10.3390/math9050475

Den Hartog, J., 1985. Mechanical vibrations. Dover Publications.

Han, D., Li, X., Wang, W., Su, X., 2023. Dynamic modeling and vibration control of barge offshore wind turbine using tuned liquid column damper in floating platform. Ocean Engineering 276, 114299. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.114299

Han, D., Wang, W., Li, X., Su, X., 2022. Optimization design of multiple tuned mass dampers for semi-submersible floating wind turbine. Ocean Engineering 264, 112536. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.112536

Jin, X., Xie, S., He, J., Lin, Y., Wang, Y., Wang, N., 2018. Optimization of tuned mass damper parameters for floating wind turbines by using the artificial fish swarm algorithm. Ocean Engineering 167, 130–141. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.08.031

Jonkman, J., Butterfield, S., Musial, W., Scott, G., 2009. Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development (No. NREL/TP-500-38060, 947422). https://doi.org/10.2172/947422

Jonkman, J.M., 2007. Dynamics Modeling and Loads Analysis of an Offshore Floating Wind Turbine (No. NREL/TP-500-41958, 921803). https://doi.org/10.2172/921803

Lackner, M.A., Rotea, M.A., 2011. Passive structural control of offshore wind turbines. Wind Energy 14, 373–388. https://doi.org/10.1002/we.426

Matha, D., 2010. Model Development and Loads Analysis of an Offshore Wind Turbine on a Tension Leg Platform with a Comparison to Other Floating Turbine Concepts: April 2009. https://doi.org/10.2172/973961

Musial, W., Butterfield, S., Ram, B., 2006. Energy From Offshore Wind, in: Offshore Technology Conference. Presented at the Offshore Technology Conference, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, USA. https://doi.org/10.4043/18355-MS

Park, G., Oh, K.-Y., Nam, W., 2022. Bilinear tuned mass damper for spar-type floating wind turbines. Ocean Engineering 261, 112081. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.112081

Si, Y., Karimi, H.R., Gao, H., 2014. Modelling and optimization of a passive structural control design for a spar-type floating wind turbine. Engineering Structures 69, 168–182. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.011

Soong, T.T., Costantinou, M.C. (Eds.), 1994. Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering, CISM International Centre for Mechanical Sciences. Springer Vienna, Vienna. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-3012-4

Tsai, H.-C., Lin, G.-C., 1993. Optimum tuned-mass dampers for minimizing steady-state response of support-excited and damped systems. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 22, 957–973. https://doi.org/10.1002/eqe.4290221104

Wind energy in Europe, 2022. . Wind Europe.

Yang, J.J., He, E.M., 2020. Coupled modeling and structural vibration control for floating offshore wind turbine. Renewable Energy 157, 678–694. https://doi.org/10.1016/j.renene.2020.05.075

Effect of spacing between concrete blocks on the mechanical behavior of demountable steel-concrete floors under flexure

Lara KACHOUH[1], Chaimaa JAAFARI[1], Sébastien DURIF[1], Abdelhamid BOUCHAIR[1]

[1]*Université Clermont Auvergne, INP Clermont Auvergne, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France.*

Abstract This article explores an innovative solution for demountable and reusable composite structures made of concrete panel blocks bolted to a steel beam. This floor system was studied both experimentally and numerically under a three-point bending test. Results showed a good agreement between experimental test results and simulations. It is worth noting that in this type of solution, a full surface contact between concrete blocks cannot be achieved due to concrete manufacturing imperfections that make the surface of concrete blocks uneven. Such imperfections induce a certain spacing between concrete blocks that could affect the mechanical behavior of this solution especially under small displacement values (serviceability limit state). A parametric study on the influence of these spacings on the mechanical behavior of such demountable structure was conducted in this article.

Keywords Demountable beams, composite, concrete/steel, spacing, flexure.

Method of presentation Oral presentation

I. INTRODUCTION

Composite structures imply combining different materials in a way to improve their individual properties to come up with structures having better mechanical and thermal characteristics. For instance, in the field of reinforced concrete, the combination of steel and concrete allows overcoming the weakness of concrete in tension through the addition of steel rebars. In civil engineering, composite structures are frequently non-demountable solutions (use of welded connectors to come up with a composite concrete/steel complex, use of shear connection between steel and concrete, such as welded headed studs that has been the subject of extensive studies, highlighting their effectiveness as structural connectors ([1], [2]), *etc.*).

To respond to the imperatives of sustainable development, particularly in the context of the adoption of the "RE2020" law [3], the development of demountable and reusable structural systems is emerging as a promising solution, offering flexibility and waste reduction [4]. In this regard, recent research articles evaluated the impact of the use of demountable bolted connectors to ensure a composite action between steel beams and concrete panels [5].

The aim of this research project is to explore an innovative, demountable solution in which concrete panel blocks are bolted to steel beams, allowing the reuse of materials, and offering significant advantages in terms of sustainability. Due to the imperfections induced by concrete

manufacturing, making the surface of the concrete blocks uneven, a spacing between the concrete blocks is created which can impact the mechanical behavior of the composite floor.

As part of our research project, we conducted a three-point bending test on beams made of concrete panels attached to an HEA 160 steel beam, using M16 diameter bolts. This article highlights the experimental and numerical results obtained for a configuration with three concrete blocks, employing a connection with M16 bolts, concrete blocks having each a thickness of 6 cm, and a length of 100 cm [6]. Since the behavior of such structures depends on the spacing between concrete blocks, a sensitivity analysis was numerically performed to determine the spacing value that needs to be used numerically to best approximate the experimental behavior of the floor system. Such spacing was numerically varied in order to quantify to which extend it impacts the behavior of the structure.

The first part of this article focuses on describing the geometry and mechanical properties of the elements forming the studied floors. In the second section, experimental and numerical results obtained when performing a 3 point bending test on a composite floor made of 3 concrete blocks are provided. The third part deals with the impact of spacing between the concrete blocks on the mechanical behavior of the demountable composite steel/ concrete structure under study.

II. Geometry and mechanical properties

Due to observed defects in the manufacturing of the hot-rolled HEA160 section, flange and web thicknesses of our tested profiles were measured. Such measurements revealed significant deviations from the standard dimensions of an HEA160 section. Specifically, the flange thickness was measured as equal to 8.25 mm, while the web thickness was measured as equal to 6.6 mm, deviating from the usual standards of 9 mm for the flange and 6 mm for the web.

The steel used is considered homogeneous and isotropic, with an estimated density of 7850 kg/m^3 for all components. According to the NF EN1993 standard [7], the Poisson's ratio (ν) can be established as equal to 0.3 and the modulus of elasticity (E) as equal to 210 GPa. To assess the elastoplastic properties of the steel used, tensile tests were conducted on samples extracted from the studied HEA160 profile, providing the stress-strain relationship presented in Figure 1. M16 bolts were also tested to evaluate their yield stress and ultimate stress (mechanical elastic-plastic properties shown in Table 1).

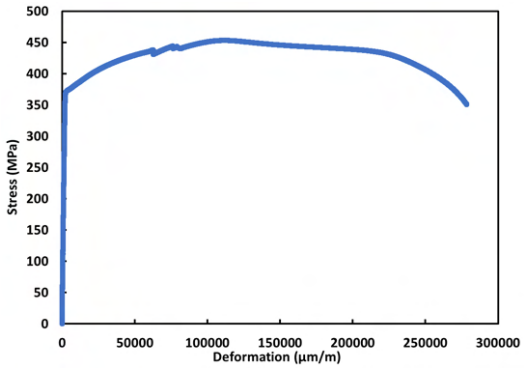


FIGURE 1. Stress versus strain evolution for a sample extracted from the HEA 160 beam subjected to tension

TABLE 1. Mechanical properties of the M16 bolts

Young Modulus (GPa)	Yield stress (MPa)	Ultimate stress (MPa)
205.90	922.60	982.40

The tested concrete panels were manufactured by a professional supplier. Cylindrical specimens made from the same concrete mix used to construct the concrete blocks were also produced by the same supplier, and then subjected to compression tests in accordance with the standards defined in NF EN 12390-3 [8]. These tests, conducted on three concrete specimens, allowed the determination of the Young's modulus of the concrete used and the definition of other concrete parameters. Concrete panels considered in this study have the mechanical properties indicated in Table 2, (average value obtained from three tests).

TABLE 2. Mechanical properties of the concrete blocks

Compressive Strength (MPa)	Young Modulus (GPa)	Tensile Strength (MPa)
34.2	32.8	3.5

Concrete behavior was modeled using the damage plasticity model in Abaqus. Stress, strain, as well as traction and compression damage evolutions, were calculated in MATLAB using the Model Code model [9] and implemented in Abaqus. These data were used as inputs for the concrete damage plasticity model in Abaqus and are presented in Figure 2.

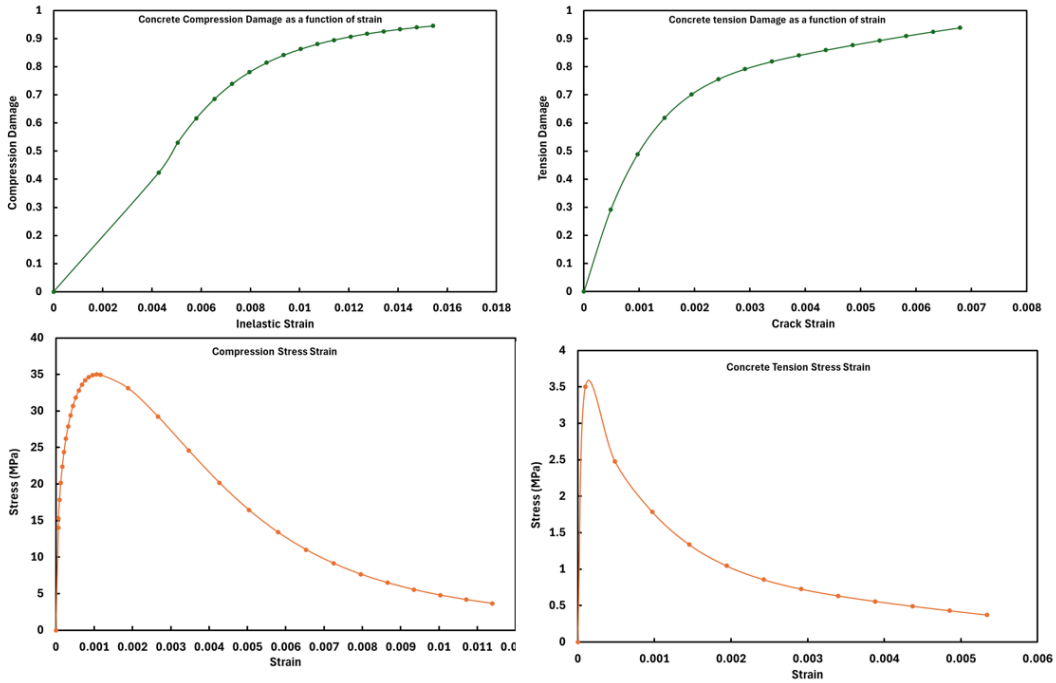


FIGURE 2. Constitutive Behavior of Concrete under Compression and Tension, [9]

III. Experimental and numerical results of a three-point bending test

A. Experimental Setup and Test Results

The tested steel/concrete floor is made of three concrete blocks measuring 50 cm by 100 cm. They are 6 cm thick and are attached to a 3 m long HEA 160 steel girder with M16 bolts, as depicted in Figure 3. This demountable beam was subjected to a three-point bending test to characterize its

mechanical behavior. Seven displacement transducers (LVDTs) were positioned at specific vertical and horizontal locations on the composite beam. One LVDT was specifically dedicated to measuring the deflection at mid-span, while two others were positioned to assess the vertical displacement of the left and right supports. Two additional transducers were used to quantify the horizontal slip of the central block on both sides of the beam and the last two transducers were allocated to measure the slip at the ends of the beam, both left and right.

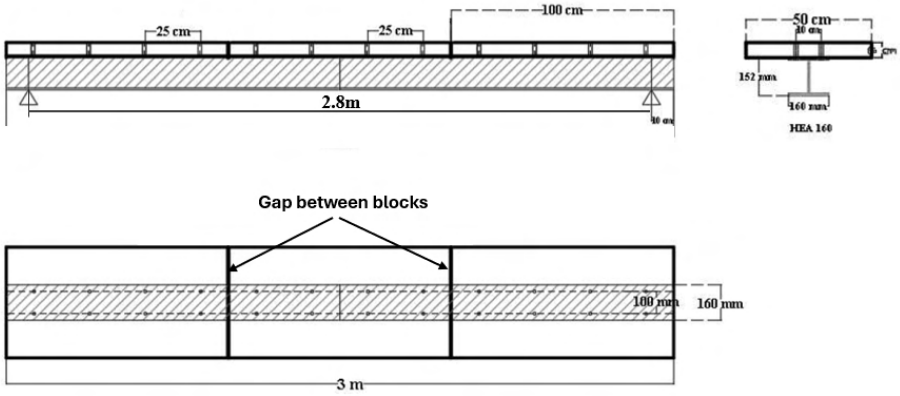


FIGURE 3. Geometry of the tested demountable composite concrete/ steel beam

The beam was subjected to static loading conditions until it failed. This test was conducted in several distinct phases. Initially, the beam underwent three cycles of loading and unloading, then the beam was loaded until failure. During the first cycle, a force of 110 kN was applied to assess the presence of slippage at the supports (phase a shown in Figure 7). Subsequently, upon reloading to a force of 120 kN, a curvature in the force-deflection curve at the midspan of the beam was observed, accompanied by a slight compression on the anti-skid wooden wedges beneath the right support slab (phase b, Figure 7).

At 160 kN, the load was reduced to 60 kN, followed by a reloading to assess stiffness evolution. This phase was marked by the appearance of a crack at the midspan of the central block, attributed to the compression of the concrete block and on a punching of the jack on the 50x20 cm plate (phase c, Figure 7). This phenomenon is shown in Figure 5.

The beam was then reloaded until failure at a force of Fpl = 171 kN. A force peak was observed at 174 kN, resulting in a small drop to 140 kN, followed by a reloading up to 174 kN (phase d, Figure 7). At a force of F = 178 kN a drop in force was observed, followed by a recovery (phase e of Figure 7). This drop was attributed to a significant degradation of concrete at the loading point, as shown in Figure 6.

Test results also indicate that the beam reached a maximum deflection at mid-span of approximately 115.8 mm. Experimental results are presented in Figure 7.

It can be observed that the demountable beam sustained a maximum load of 177.64 kN, which is comparable and very close to the value Fpl = 171.08 kN obtained by analytical elasto-plastic calculations with the assumption of a fully composite behavior, with a difference of 3.69 % [6]. During the bending test, the failure of the beam happened due to concrete crushing in the central

block and due to the plastic deformation of the steel section, without bolts breaking. It should be pointed out that an additional three-point bending test was conducted on another HEA 160 steel beam, similar to the one used in the mixed concrete/steel structure. Such beam sustained a maximum load of 117 kN and a maximum displacement of 75 mm. This result demonstrates a significant improvement in load-bearing capacity and structural performance achieved through the inclusion of concrete blocks, highlighting the benefits of material synergy in composite construction (results are shown in Figure 9)

The stiffness of the beam increased during the loading process. Its value was evaluated during the 3 loading cycles previously presented as well as during the last loading phase. Beam stiffness value thus went respectively from a value of 9.091, to a value of 9.559, a value of 11.957, to reach a value of 13.010 kN/mm during the last loading phase. Such stiffness variation is due to the fact that during the loading process, initially existing gap between concrete blocks due to their uneven surface (induced by concrete manufacturing imperfections) is gradually reduced as concrete blocks enter into contact. During this process, the composite action of the beam increases as the different blocks start working together.

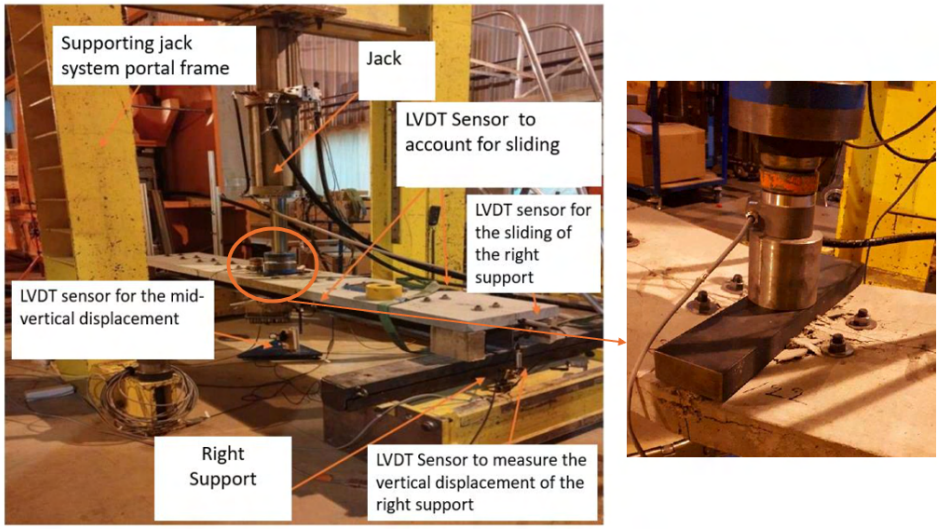


FIGURE 4. Experimental setup devices

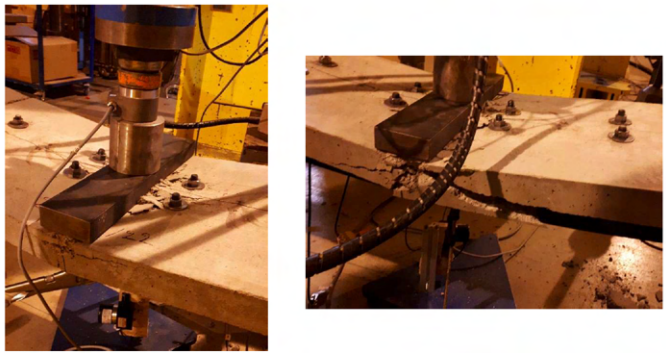


FIGURE 5. Crushing of the concrete central block due to cylinder punching, phase (c)



FIGURE 6. Crushing of the intermediate concrete block during phase (e)

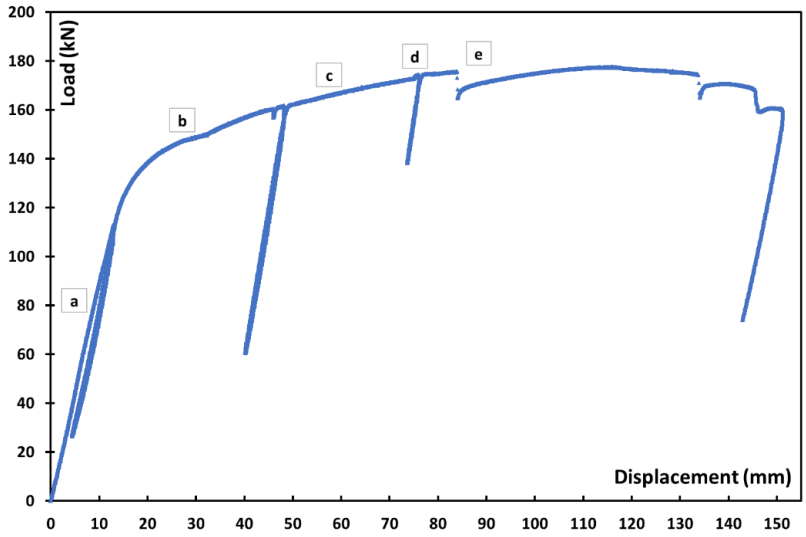


FIGURE 7. Results of the three-point bending test performed on the concrete/steel composite beam: load as a function of vertical displacement measured at midspan (letters a, b, c, d and e show the different loading and unloading cycles)

B. Numerical model and results

The 3-point bending test performed experimentally was modeled using the finite element analysis software Abaqus. The finite element model was validated by comparing the results obtained with the experimental ones.

A thorough study was conducted to assess the impact of element type and mesh refinement level on simulation results. Quadratic finite elements, as depicted in Figure 8, were chosen due to their ability to accurately represent complex curvatures and capture bending effects which is essential for modeling structures subjected to bending loads such as our composite beam. Additionally, a comprehensive sensitivity analysis study was carried out, where mesh size was varied until stable results were obtained. 20-node quadratic hexahedral elements (hex20), were thus finally used as in the study by Béreyziat et al. in 2022 [10] with a size of 20 mm.

Regarding the mesh presented in Figure 8, the finer mesh refinement around the bolts (size of 5 mm) is due to geometric considerations, while at the mid-support, it aims to ensure mesh regularity. The simulation was simplified by modeling only a quarter of the composite beam subjected to three-point bending. The input displacement value in Abaqus corresponds to the

maximum observed deflection during the three-point bending test, which is 152 mm for a composite beam made of three concrete blocks and an HEA160 beam. External forces were applied directly to a reference point at the center of the load cell. This reference point can transmit reactions across the entire support surface, which in turn transfers the loads to the beam.

The modeling of interactions between different surfaces was conducted using the surface-to-surface contact feature available in the ABAQUS software, [11]. To ensure an accurate representation of mechanical stresses, the penalty contact method was chosen, which is well-suited for this type of application [12]. This approach was applied to all the interfaces of the model. More specifically, the HARD contact property was employed to describe contact behavior in the normal direction to the interface plane. Regarding the tangential contact, the PENALTY option was used, with an appropriate friction coefficient to model interactions.

A hard normal contact interaction was considered between the elements, along with a tangential contact with a friction coefficient of 0.2, in accordance with the NF EN 1993-1-8 standard [13].

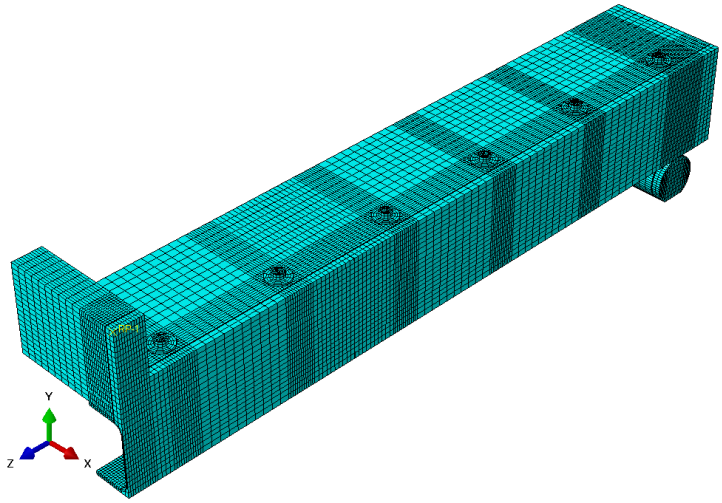


FIGURE 8. Mesh used to model the composite concrete/steel beam subjected to a 3-point bending test

Due to the uneven surface of the concrete blocks induced by manufacturing imperfections, a certain experimental spacing was observed between the different concrete blocks. Such spacing between blocks was accounted for in the numerical model (a spacing value e=0.5 mm was thus used numerically). Figure 9 illustrates the comparison between the force-displacement curve obtained numerically (with a spacing e=0.5 mm) and the one determined from the experimental test performed.

It can be observed in general that the numerical results align very well with the experimental findings. The stiffness of the numerical model is equal to 9.28 kN/mm, only 2.04% higher than the experimental value. Regarding the maximum force supported by the composite beam, numerically a force of 176.44 kN was obtained, which is 0.68% less than the experimental value.

Figure 10 illustrates the appearance of cracks between bolt rows and the crushing of the concrete central block during the 3-point loading test. Similarly, to what was observed experimentally, the numerical model shows the formation of s, longitudinal cracks along bolt rows (Figure 11) as well as concrete crushing of the intermediate block at mid-span, resulting from the compression of the concrete block and the punching of the jack on the plate.

Thanks to this comparison, we can affirm that the developed finite element model accurately replicates the mechanical behavior of the composite beam examined in this study.

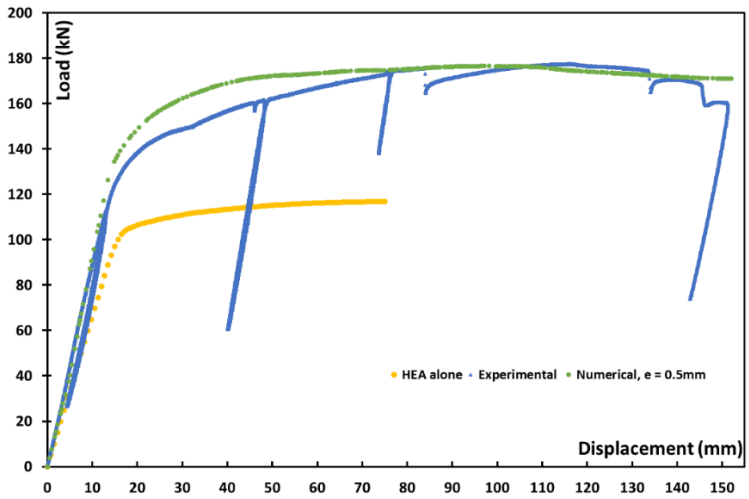


FIGURE 9. Comparison of numerical and experimental results (three-point bending test)

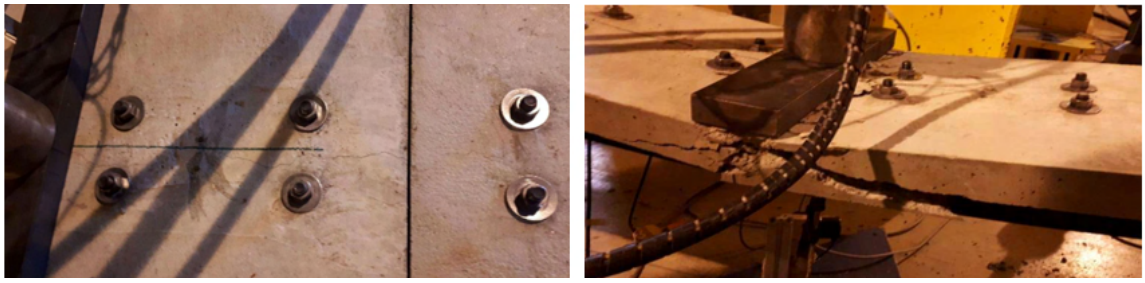


FIGURE 10. Cracks between bolt rows and crushing of the intermediate concrete block

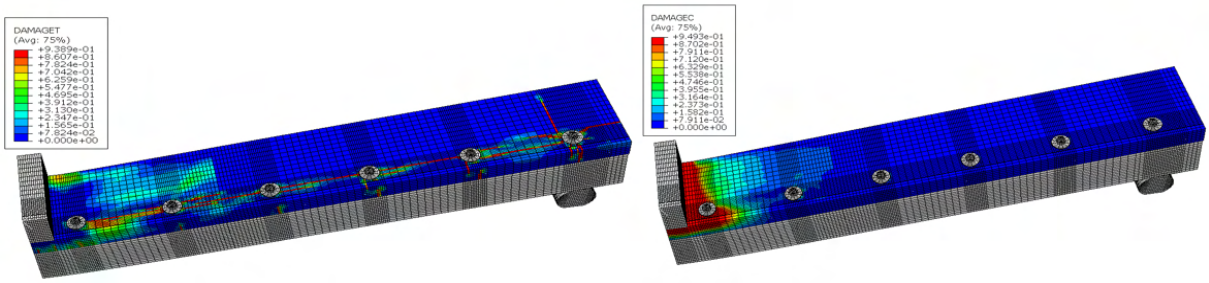


FIGURE 11. Numerical observation of cracks between bolt rows and crushing of the central concrete block

IV. Effect of spacing between concrete blocks

Using the developed finite element model, a design optimization study was conducted to evaluate the influence of spacing between concrete blocks on the mechanical behavior of the demountable composite beam presented in this article. Instead of simply presenting a sensitivity analysis, this study focused on finding the optimal spacing configuration to achieve targeted stiffness and strength. Five configurations were considered with different spacings (0 mm, 0.5 mm, 1 mm, 1.5 mm, and 2 mm).

Figure 12 illustrates the load-displacement curves obtained at mid-span for different spacing values.

The spacing between concrete blocks plays a crucial role in the stiffness of the structure. It is interesting to note that this spacing affects differently the mechanical behavior of the beam under serviceability limit state and under ultimate limit state. When the spacing between concrete blocks is smaller, there is generally a gain at the serviceability limit state (under small displacements). This means that the beam is less prone to excessive deformations or cracks under normal loading conditions (the beam has a higher initial stiffness and the composite action is improved).

However, it is important to note that a reduced spacing does not necessarily result in a gain in terms of the maximum strength of the beam. When the maximum load is applied, both the steel and concrete elements work synergistically until they reach their ultimate limit. Indeed, at this loading stage, concrete blocks are already in contact, which increases the stiffness of the beam significantly, allowing a full composite behavior (for an important loading, the initial spacing between blocks is equal to zero since the different blocks come into contact).

Table 3 presents a detailed comparison of the stiffness and maximum load values obtained using the numerical model on the demountable steel-concrete composite beam, considering various spacings between the blocks.

Results show that the model with a spacing of 0.5 mm between the blocks stands out as the one closest to the experimental findings.

It is interesting to note that, in the case of demountable composite structures, it is important to avoid gaps between prefabricated concrete panels during the assembly of the beam or to fill the spaces with mortar or resin (better option to ensure dismantlability) to maximize the performance of the composite beam under the serviceability limit state.

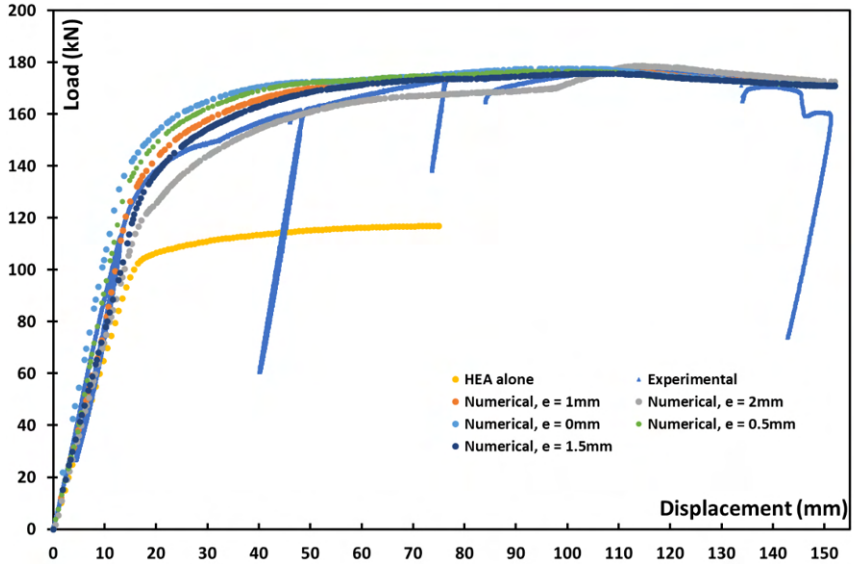


FIGURE 12. Effect of the spacing between concrete blocks on the force-displacement curve

TABLE 3. Effect of the spacing between concrete blocks on the stiffness and maximum force of the steel-concrete composite beam

Spacing	Initial stiffness (kN/mm)	Deviation from experimental data	Maximum Force (kN)	Deviation from experimental data
2 mm	7.42	17.65 %	178.60	0.54 %
1.5mm	7.59	15.76 %	175.58	1.15 %
1mm	7.72	13.05 %	176.32	0.74 %
0.5mm	9.28	2.04 %	176.54	0.62 %
0mm	10.00	9.90 %	177.57	0.04 %

IV. Conclusions

The study on the mechanical behavior of demountable steel-concrete composite beams under bending provides valuable insights into the effect of spacing between concrete blocks on the overall performance of the structure. The innovative use of concrete panel blocks attached to steel beams offers a promising solution for demountable and reusable composite structures, thereby addressing sustainability and waste reduction requirements in the construction industry.

This type of demountable composite structure is sensitive to the spacing between the blocks, which affects the initial stiffness of the structure but not its maximum loading capacity. To increase this initial stiffness and improve the mechanical behavior of the beam at the serviceability limit state, it is necessary to reduce the spacing between the blocks. Up to a spacing of 0.5 mm, the loss of initial stiffness compared to a case with zero spacing between the blocks (e=0 mm) is not very significant, around 7%. Beyond this spacing, the gap reaches 20%. Due to imperfections on the contact surfaces between concrete blocks, induced during concrete manufacturing process, achieving zero spacing experimentally is difficult and some spacing remains between concrete blocks. Therefore, to develop this type of demountable structure, it is necessary to add demountable joints, such as resins, between the blocks to reduce this spacing.

All in all, obtained results in this study are interesting as they allow paving the way for future studies aiming to maximize capacity while allowing system disassembly in a way to develop sustainable structures that are both demountable and fully composite.

ACKNOWLEDGMENT

Authors acknowledge Institut Carnot MECD for the financial assistance provided for this study.

REFERENCES

[1] J. G. Ollgaard, R. G. Slutter, et J. W. Fisher, « Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete », AISC Eng'g Jr., p. 71-10, April 1971.

[2] J. Chen et al., « Behavior of an Advanced Bolted Shear Connector in Prefabricated Steel-Concrete Composite Beams », Materials, vol. 12, no 18, Art. No 18, January 2019.

[3] Barbara Pompili, ministre de la Transition écologique, «Eco-construire pour le confort de tous - Réglementation environnementale RE 2020 », February 2021.

[4] G. Brambilla, M. Lavagna, G. Vasdravellis, et C. A. Castiglioni, « Environmental benefits arising from demountable steel-concrete composite floor systems in buildings », Resour. Conserv. Recycl., vol. 141, p. 133-142, February 2019.

[5] F. Yang, Y. Liu, Z. Jiang, et H. Xin, « Shear performance of a novel demountable steel-concrete bolted connector under static push-out tests », Eng. Struct., vol. 160, p. 133-146, April 2018.

[6] C. Jaafari, S. Durif, F. Houimli, et A. Bouchair, « Experimental and numerical study of an original demountable composite concrete steel beam made of concrete blocks », vol. 41, 2023.

[7] AFNOR Editions, « NF EN 1993-1-1 », Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, October 2005.

[8] AFNOR Editions, « NF EN 12390-3 », Essais pour béton durci - Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes, June 2019.

[9] Thomas Telford, « CEB-FIP 1990 - Model code for concrete structures », Publishing, 1993.

[10] A. Béreyziat, « Étude du comportement thermomécanique de poutres mixtes acier-bois en situation d'incendie », Thèse de doctorat, Ecully, Ecole centrale de Lyon, 2022.

[11] Hibbitt, Karlsson & Sorensen, « ABAQUS/CAE User's Manual », Inc. 2000.

[12] Litewka P., « The penalty and lagrange multiplier methods in the frictional 3d beam-to-beam contact problem », 2005.

[13] AFNOR Editions, « NF EN 1993-1-8 », Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : calcul des assemblages, December 2005.

Approche expérimentale et modélisation du comportement mécanique de poutres mixtes acier-bois fléchies

Antoine Bereyziat[1], Maxime Audebert[2], Sébastien Durif[3], Abdelhamid Bouchaïr[3]

[1] *CSTB, 84 avenue Jean Jaurès, Champs-sur-Marne, 77447 Marne-la-Vallée Cedex 2, France*

[2] *Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS), Université de Lyon, Ecole Nationale d'Ingénieur de Saint-Etienne, 58 rue Jean Parot, 42100 Saint-Etienne, France*

[3] *Université Clermont Auvergne, INP Clermont Auvergne, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France*

RESUME Le comportement mécanique d'éléments de structure hybrides acier-bois est étudié par une approche couplant essais à échelle réelle et modélisation numérique. Les éléments considérés sont constitués de poutrelles métalliques IPE 270 assemblées à des membrures en bois lamellé-collé. Deux configurations sont étudiées : une configuration partiellement encapsulée (les membrures en bois sont insérées entre les semelles du profilé métallique) et une configuration totalement encapsulée (le bois recouvre la totalité du profilé). Les poutres ainsi assemblées sont testées en flexion 4 points. Des essais sont également réalisés sur les profilés métalliques et les membrures en bois isolés afin d'analyser la contribution respective de chaque matériau dans le comportement de l'élément mixte. L'analyse des résultats d'essais permet de mettre en évidence un effet « composite » non anticipé, qui se traduit par une capacité résistante de la poutre mixte supérieure à la somme de celles de ses composants. Un modèle numérique des éléments testés est réalisé. Les résultats obtenus sont comparés aux données expérimentales mais ne permettent pas de reproduire l'effet composite observé. Le modèle est alors utilisé pour effectuer une analyse de sensibilité des paramètres du modèle afin de mieux comprendre les phénomènes à l'origine de ce gain de résistance.

Mots-clefs Poutres mixtes acier-bois, essais de flexion, comportement mécanique, modélisation numérique

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Malgré le récent essor du bois dans la construction de bâtiments multiétagés, la mixité acier-bois reste peu fréquente dans les constructions actuelles. Celle-ci est souvent limitée à l'association du bois avec des éléments métalliques de type tige ou gousset dans les zones d'assemblage des ossatures bois. Concernant la mixité acier-bois à l'échelle de l'élément de structure, de nombreuses solutions existent telles que les poutres sous-tendues, les poutres treillis ou les poutres mixtes en I associant des membrures en bois avec des diagonales ou des tôles métalliques. Néanmoins, ces

solutions, si elles peuvent notamment présenter des intérêts économiques, ou liés à leur légèreté, restent peu répandues. Les éléments de structure mixtes en acier et en bois pourraient pourtant présenter un fort potentiel de développement. En effet, les profilés métalliques de type laminés à chaud présentent deux principales faiblesses : un élancement important, causant une sensibilité accrue de ces éléments aux instabilités, et une très faible résistance au feu liée à la conductivité thermique élevée de l'acier. Les composants mixtes acier-bois, constitués de poutrelles métalliques encapsulées dans des membrures en bois, permettent de renforcer l'acier vis-à-vis de ces deux faiblesses. D'une part, en participant à la rigidité des éléments et en assurant un maintien latéral des pièces métalliques, le bois peut limiter la sensibilité des barres aux instabilités et augmenter leur capacité résistante. D'autre part, le bois, matériau isolant présentant un fort gradient thermique, peut jouer le rôle d'une protection au feu des profilés métalliques. La présente étude se focalise sur l'analyse du comportement mécanique à froid de ce type de solutions, désignées par la suite sous l'acronyme STC (pour Steel-Timber Composite).

Plusieurs études suggèrent que les éléments STC permettent un renforcement mécanique mutuel des composants en acier et en bois :

- Fujita et Iwata [1] ont étudié des poutres STC d'une portée de 2,0 m soumises à une flexion quatre points. Les composants en bois et en acier étaient reliés par différents moyens : boulons et/ou adhésifs et/ou contact. Cette étude a permis de mettre en évidence 3 phénomènes. Premièrement, la rigidité et la résistance initiales des poutres STC sont approximativement égales à celles cumulées de leurs composants. Deuxièmement, les auteurs soulignent que le déversement ne se produit pas pour les poutres STC, contrairement au profilé métallique pris isolément. Troisièmement, la ductilité des poutres STC est mise en évidence, car elles conservent environ 60% de leur capacité de charge après l'apparition de la première fissure dans le bois.

- Winter et al. [2] ont testé en flexion différents profilés métalliques en I formés à froid assemblés à des poutres en bois. Ils observent que "les pièces de bois ont permis d'éviter à la fois le voilement local de l'âme en acier et le possible déversement de la poutre entière". Pour de nombreux spécimens testés, la charge maximale est atteinte après une première rupture de traction dans le bois. Les auteurs ont également étudié la rentabilité des poutres STC : ils insistent sur la simplicité de l'usinage et de l'assemblage pour atteindre la faisabilité économique.

- Duan et al [3] ont comparé les performances en flexion d'un profilé laminé à chaud avec celles d'une poutre STC constituée du même profilé métallique, mais dont les espaces entre les semelles étaient remplis de membrures en lamellé-collé. Ils ont constaté que la poutre STC est 1,95 fois plus résistante que le profilé en acier seul.

- Jurkiewiez et al [4] ont adopté la même approche comparant expérimentalement le comportement en flexion d'un profilé métallique seul ou assemblé à des membrures en bois assemblées entre les semelles. Ils n'observent aucun gain de résistance ou de rigidité de la poutre STC mais notent que la ruine par instabilité est retardée. En effet, la déflexion à mi-portée à la rupture de la poutre STC est environ 1,5 fois plus grande que celle du profilé métallique seul.

Cette revue de littérature confirme l'intérêt des solutions STC mais se révèle insuffisante pour appréhender correctement le comportement mécanique de ce type d'éléments. De nouveaux essais sont donc nécessaires pour mieux comprendre le rôle de chacun des composants au sein des poutres STC, ainsi que les interactions entre ces composants (y compris dans le domaine non-linéaire). Cette

étude vise à observer le comportement mécanique en flexion de 2 configurations de poutres STC, différant par la section des membrures en bois associées au profilé métallique. Dans une première partie, les configurations testées, leur géométrie, et les propriétés des matériaux constitutifs sont présentés. Le protocole expérimental, ainsi que le programme d'essai réalisé sont également donnés. Dans une seconde partie, le jeu de données relatif au modèle numérique développé pour simuler le comportement des poutres testées est exposé et justifié. Enfin, la troisième partie expose les résultats obtenus. Les résultats de la campagne d'essais sont analysés. Les résultats du modèle numérique sont comparés aux données expérimentales et les écarts observés sont discutés.

II. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Le programme expérimental réalisé consiste à tester en flexion quatre points deux configurations de poutres STC différentes : une première configuration STC1 qualifiée de « partiellement encapsulée », et une seconde configuration STC2 qualifiée de « totalement encapsulée ». Les composants constitutifs de ces poutres STC sont également testés isolément en flexion pour déterminer leurs capacités respectives.

A. Configurations testées

Les essais de flexion réalisés concernent deux configurations de poutres mixtes (STC1 et STC2) de 4,6 m de longueur, les configurations « bois seul » qui leur sont associées (T1 et T2), et la configuration acier seul (S) qui est commune aux deux configurations mixtes. La Fig. 1 présente les sections droites des 5 configurations testées, ainsi que leurs dimensions.

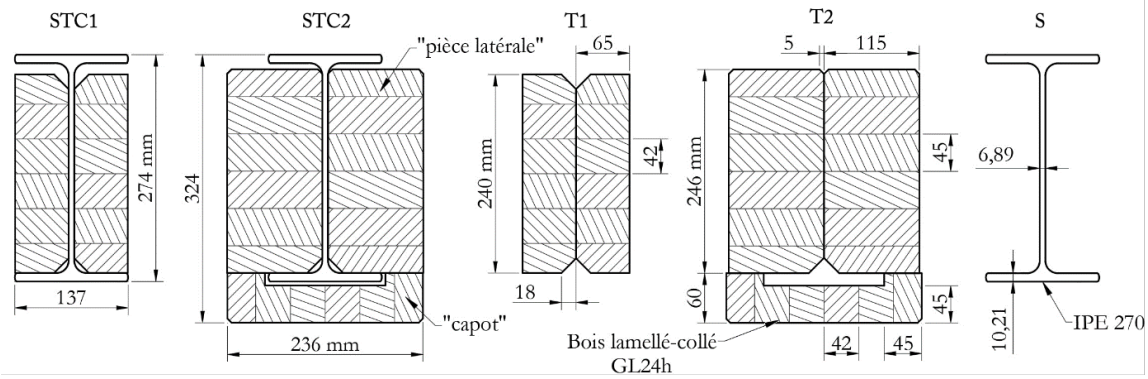


FIGURE 1. Configurations testées

La configuration STC1 est une poutre composite acier-bois constituée d'un profilé IPE 270 assemblé à deux poutres en bois insérées entre les semelles. L'épaisseur des éléments en bois (65 mm) est telle que leur face extérieure est alignée avec le bord des semelles du profilé. Les éléments en acier et en bois sont maintenus ensemble à l'aide de 4 vis Ø6 de 100 mm de long passant par des perçages Ø20 dans l'âme du profilé. Les perçages et les vis sont tels qu'aucune charge de cisaillement ne peut être transférée : l'acier et le bois interagissent mécaniquement par simple contact. Un jeu d'assemblage est créé entre le bois et la semelle supérieure du profilé afin de permettre la mise en place de plaques d'acier aux niveaux des points de chargement afin de transférer les charges de l'acier au bois. Trois spécimens STC1 sont testés : STC1.1, STC1.2 et STC1.3.

La configuration STC2 est une poutre mixte acier-bois constituée d'un profilé IPE 270 identique à celui utilisé pour la configuration STC1. Ce profilé est ici associé à des pièces latérales en bois plus épaisses (115 mm). L'aile inférieure de STC2 est également recouverte d'un élément en bois en forme de U qui sert de protection thermique à la semelle inférieure. Cet élément en bois est relié aux pièces de bois latérales à l'aide de 20 vis Ø6 de 70 mm de long. Les vis passent à travers des perçages de Ø14 réalisés dans la semelle inférieure de l'IPE et ne peuvent donc pas transmettre de charges de cisaillement. Trois spécimens STC2 sont testés : STC2.1, STC2.2 et STC2.3.

La configuration S est constituée du profilé IPE 270 utilisé pour les éprouvettes mixtes. Quatre trous Ø20 sont percés au milieu de l'âme. Deux rangées de 10 trous Ø14 sont percées dans la semelle inférieure en respectant un espacement longitudinal de 478 mm. Un seule éprouvette S est testée.

Les configurations T1 et T2 correspondent aux éléments en bois des configurations mixtes. Trois spécimens sont testés pour chaque configuration de bois : T1.1, T1.2, T1.3, T2.1, T2.2 et T2.3.

B. Protocole expérimental

Pour la réalisation des essais de flexion quatre points, le chargement est appliqué au moyen d'un vérin hydraulique et d'un chevêtre de chargement. Les points de chargement sont espacés de 1,0 m. Les appuis des poutres sont espacés de 4,3 m. Quatre maintiens latéraux empêchent le déversement de la poutre. La Fig. 2 présente le dispositif expérimental utilisé.

Au total, 13 essais de flexion sont effectués (S, T1.1, T1.2, T1.3, T2.1, T2.2, T2.3, STC1.1, STC1.2, STC1.3, STC2.1, STC2.2, STC2.3). Les mesures réalisées sont :

- Déplacement vertical à mi-portée (face inférieure ou supérieure selon la configuration).
- Déplacements verticaux aux points de chargement (face inférieure ou supérieure selon la configuration).
- Déplacements verticaux aux appuis (face supérieure).
- Déplacement latéral à mi-portée (environ à mi-hauteur à l'état non plié).
- Contraintes (déformations) axiales sur les faces inférieures et/ou supérieures des profilés en acier à mi-portée (2 - 4 jauges).

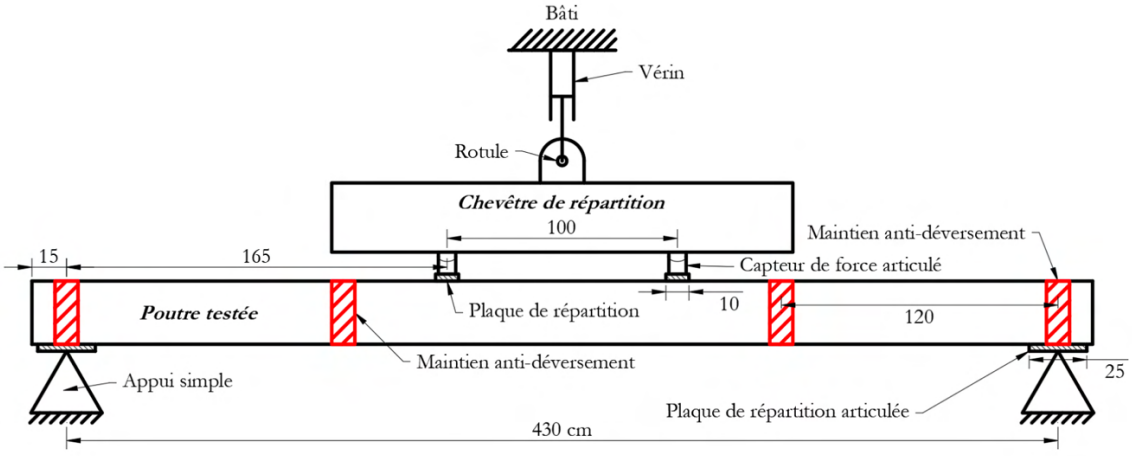


FIGURE 2. Schéma du montage adopté pour les essais de flexion

C. Propriétés des matériaux

Les profilés métalliques testés sont en acier S275. Sept essais de traction (ISO 6892-1) sur des échantillons d'acier prélevés sur les profilés IPE ont permis de déterminer une valeur moyenne de la limite d'élasticité égale à 310,7 MPa (CV = 1,8%).

Les éléments de bois sont en épicéa GL 24h. Les propriétés mécaniques indiquées dans le tableau 1 sont déduites des essais de flexion réalisés sur les poutres en bois de 4,6 m de longueur, selon la méthode proposée dans la norme EN 408. En complément, 26 essais de compression sur des échantillons réduits (conformes à la norme EN 408) ont permis d'établir une valeur moyenne du module d'Young perpendiculaire au fil ($E_{c,90}$) égale à 400 MPa (CV = 20,5%), et une résistance moyenne à la compression transversale ($f_{c,90}$) égale à 3,23 MPa (CV = 10,5%).

TABLEAU 1. Modules d'Young (parallèle au fil) et résistances en flexion du bois

Eprouvette	$E_{m,g}$ [MPa]	f_m [MPa]
T1.1	10026	27,1
T1.2	9736	34,1
T1.3	8738	26,4
T2.1	11138	39,3
T2.2	Erreur de mesure	
T2.3	10956	33,6
T1 Valeur moyenne / CV	9500 / 7,1%	29,2 / 14,6%
T2 Valeur moyenne / CV	11047 / 1,2%	36,5 / 11,2%

III. MODELISATION NUMERIQUE

Une simulation numérique des poutres mixtes acier-bois testées en flexion est ici réalisée. L'enjeu est d'utiliser le modèle développé pour tenter de comprendre les phénomènes observés lors des essais, et en particulier les phénomènes non-linéaires, qui sont difficiles à appréhender analytiquement. La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel MSC Marc 2014.2.0 et de l'interface graphique Mentat [5].

A. Géométrie et maillage

Les poutres testées étant sollicitées en flexion pure et les instabilités géométriques étant bloquées par des maintiens anti-déversement, seul un quart de la poutre est modélisé. Le maillage 3D est réalisé à l'aide d'éléments quadratiques hexaédriques à 20 nœuds. Une étude de sensibilité réalisée sur la densité de maillage nous permet de choisir des éléments d'une longueur maximale de 50 mm et de section 10 x 10 mm environ. Le maillage est affiné au droit du point d'application des charges afin de mieux représenter les gradients de déformation dans cette zone d'intérêt. Le maillage réalisé pour la configuration STC1 est présenté en Fig. 3.

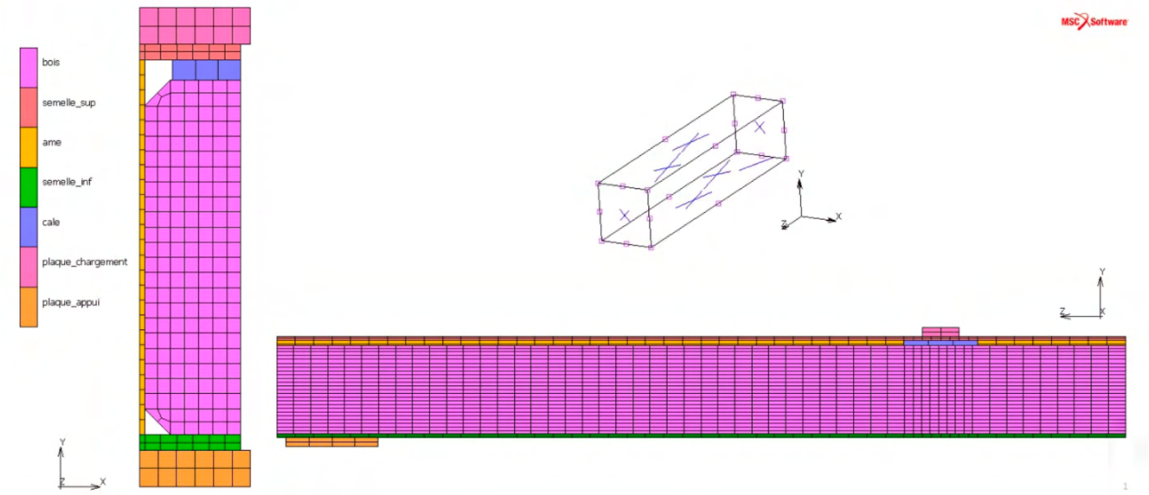


FIGURE 3. **Maillage de la configuration STC1**

B. Matériaux

L'acier est modélisé comme un matériau homogène isotrope de masse volumique ρ égale à 7850 kg/m³, un coefficient de Poisson ν égal à 0,3 et un module d'élasticité E égal à 210 GPa. La loi de comportement considérée ici est une loi de comportement élastique parfaitement plastique c'est-à-dire représentée par une courbe contrainte-déformation bilinéaire sans écrouissage. Une telle loi se révèle ici suffisante dans la mesure où les déformations dans l'acier ne dépassent pas 2%, c'est-à-dire la limite du palier plastique que l'on a mesurée lors d'essais de caractérisation. Ces mêmes essais ont permis d'établir une limite d'élasticité égale à 310 MPa.

Les propriétés élastiques du bois sont déterminées à partir d'essais de caractérisation réalisés sur le matériau à échelle réelle (modules d'élasticité longitudinal et transversal), ou issues de la littérature. Les propriétés retenues sont présentées dans le tableau 2.

TABLEAU 2. **Propriétés élastiques du bois**

Constante d'élasticité	Valeurs retenues
E_L [MPa]	9500 (STC1 et T1)
	11047 (STC2 et T2)
E_T [MPa]	400
ν_{LT}	0,41
ν_{TT}	0,41
G_{LT} [MPa]	804
G_{TT} [MPa]	84

Le critère de plasticité retenu pour le bois est le critère de Hill, largement utilisé pour la simulation mécanique du bois ([6], [7]). Par simplicité, le matériau est considéré comme élastique parfaitement

plastique et est caractérisé par une courbe contrainte-déformation bilinéaire sans écrouissage. Ce critère est utilisé pour simuler les déformations plastiques en zone comprimée. Le critère de rupture considéré ici est le critère de Hoffman ([6], [7]). La ruine des poutres testées se caractérise essentiellement par une rupture en traction longitudinale. Grâce aux essais de flexion à échelle réelle, on détermine une contrainte limite pour ce type de sollicitation égale à 29 MPa pour les poutres T1 et 39 MPa pour les poutres T2, en considérant un comportement élastique-fragile. Pour les autres sollicitations, on considère une contrainte limite très grande, par exemple 100 MPa, de manière à créer une surface de charge quasi ouverte.

C. Conditions aux limites

Le chargement correspond à un déplacement vertical à vitesse constante, égal à 8 mm/min. La réaction d'appui est simplement modélisée par un blocage des déplacements selon la direction verticale.

Les interactions entre les différents solides constituant le modèle sont de trois types : un collage rigide entre l'âme et les semelles ; un contact avec frottement négligeable entre les pièces en acier et celles en bois ; un contact avec frottement relativement faible entre le profilé métallique et les plaques de chargement d'appui. L'âme du profilé et le bois n'interagissent pas. La valeur du coefficient de frottement entre la poutre et les plaques d'appui et de chargement est déterminée par calibrage du modèle aux résultats d'essais. Une valeur de $\mu = 0,1$ est retenue pour le contact plaque de chargement/profilé métallique tandis qu'une valeur de $\mu = 0,01$ est choisie pour le contact acier/bois. Une loi de Coulomb bilinéaire est utilisée pour modéliser le frottement.

IV. RESULTATS

A. Résultats expérimentaux

Les courbes force-déplacement obtenues pour les poutres STC testées et leurs composants en acier et en bois sont données en Fig. 4 et Fig. 5. Les trois éprouvettes considérées pour chaque série T (bois seul) ou STC (poutres mixtes) présentent un comportement cohérent à l'exception de l'éprouvette T2.2 (Fig. 5) qui est moins rigide et moins résistante que les éprouvettes T2.1 et T2.3 en raison d'un défaut d'aboutage dans la zone de traction à mi-portée.

L'éprouvette S présente un comportement élastoplastique cohérent pour un profilé métallique. La ruine se produit par déversement à mi-portée, entre les appuis latéraux.

Les éprouvettes T ont un comportement élastique associé à une rupture fragile en traction longitudinale. Les éprouvettes T2, plus massives, autorisent une redistribution de charge après la première rupture, de telle sorte que la capacité résiduelle est conservée, voire augmentée, après rupture, alors caractérisée par des ruptures successives causées par la propagation des fissures.

Les spécimens STC présentent un comportement élastoplastique. La charge continue d'augmenter jusqu'à ce que le bois cède en traction longitudinale. L'amplitude de la rupture est limitée car les éléments latéraux du bois sont maintenus entre les semelles. Par conséquent, les spécimens STC conservent une capacité portante, montrant un comportement ductile. Les courbes force-

déplacement mettent en évidence des redistributions de charge se traduisant par des ruptures successives du bois suivies d'augmentations de charge.

Les charges ultimes obtenues sont données dans le tableau 3. Ces valeurs permettent de mettre en évidence le renfort que constitue le bois vis-à-vis du profilé métallique puisque les charges ultimes atteintes par les configurations mixtes STC1 et STC2 sont respectivement 38% et 70% supérieures à celle de l'acier seul.

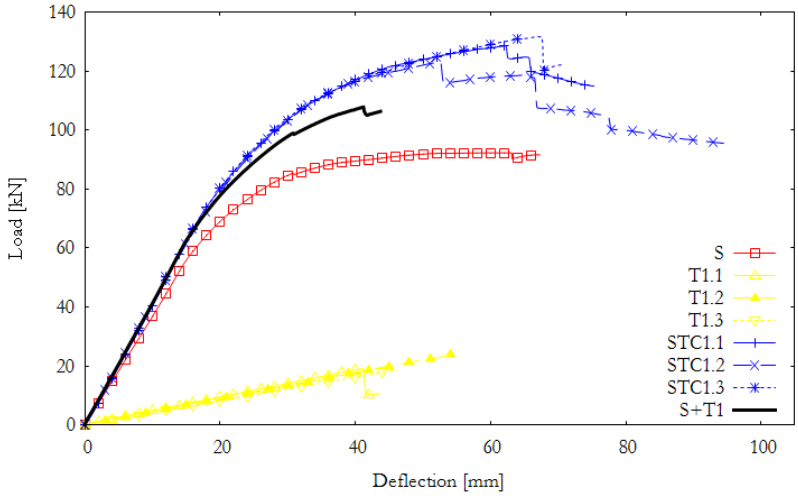


FIGURE 4. **Courbes force-déplacement pour les configurations STC1 et leurs composants**

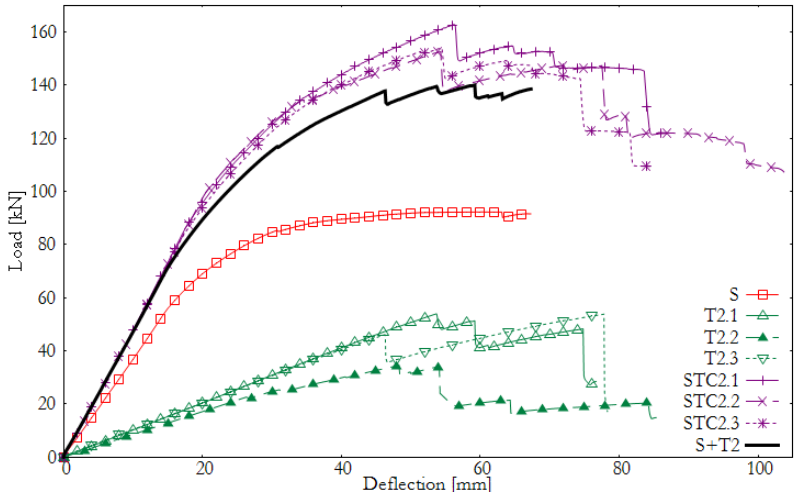


FIGURE 5. **Courbes force-déplacement pour les configurations STC2 et leurs composants**

L'analyse des courbes des Fig.4 et Fig.5 montre que dans le domaine élastique, un principe de superposition des raideurs peut être appliqué. En effet, le tracé des courbes S+T1 et S+T2, obtenues par superposition, montre que la raideur des poutres mixtes équivaut à la somme des raideurs des composants qui les constituent. L'écart entre les raideurs des poutres mixtes et les raideurs obtenues par superposition est inférieur à 4%. De plus, l'ajout de bois permet une rigidification significative en flexion du profilé métallique : + 14% pour les poutres STC1 et + 32% pour les poutres STC2.

TABLEAU 3. Capacités ultimes et flèches maximales

Eprouvette	Charge ultime [kN]	Flèche à mi-travée [mm]
STC1.1	128,6	62,3
STC1.2	123,2	52,6
STC1.3	131,7	67,1
STC2.1	162,9	56,4
STC2.2	152,5	54,3
STC2.3	154,0	54,5
T1.1	19,1	41,2
T1.2	24,0	54,5
T1.3	18,6	46,1
T2.1	54,1	53,8
T2.2	34,9	49,0
T2.3	46,1	46,2
S	92,3	61,0

En revanche, dès lors que l'acier commence à plastifier, ce principe de superposition ne fonctionne plus. En effet, les charges mesurées lors des essais sur les poutres mixtes dépassent celles dont rendent compte les courbes calculées par superposition. Les Fig.4 et Fig.5 montrent que le rayon de courbure du tronçon de courbe charge-flèche correspondant à la plastification du profilé métallique au sein des poutres mixtes est plus grand que celui obtenu par superposition. Ce phénomène, que nous qualifions « d'effet composite », est à première vue surprenant, puisque les composants partagent quasiment le même centre de gravité, et les poutres sont démunies de tout dispositif capable de transférer un quelconque effort de cisaillement horizontal entre les composants.

B. Résultats de simulation numérique

Les résultats des simulations étant très satisfaisants pour le comportement en flexion des composants isolés (profilé et membrures en bois), nous nous focaliserons ici sur les résultats des simulations relatives aux poutres mixtes. La comparaison des courbes charge-flèche mesurées et simulées pour les poutres STC1 est proposée en Fig.6. Des résultats similaires sont obtenus pour la configuration STC2. Ces courbes montrent que le modèle développé rend compte du principe de superposition pour les phases élastiques, mais aussi post-élastiques. Le modèle ne permet donc pas de reproduire l'effet composite mesuré lors des essais.

Une étude de sensibilité numérique est alors effectuée sur les paramètres du modèle afin d'essayer de mieux comprendre l'origine de cet effet composite observé expérimentalement. Deux hypothèses sont évoquées : une augmentation de la rigidité de l'acier lors de la plastification de ce dernier par frottement avec le bois, ou une augmentation des propriétés des matériaux constitutifs.

La première hypothèse est mise à l'épreuve en modifiant les paramètres d'interaction entre le bois et l'acier dans le modèle, soit par augmentation du coefficient de frottement, soit par collage du bois sur l'acier. Cette étude montre que l'augmentation du degré de connexion entre le bois et l'acier ne permet pas de reproduire l'effet composite recherché. Cette hypothèse est donc invalidée.

La deuxième hypothèse est explorée en augmentant les propriétés de résistance du bois. Une telle hypothèse est envisageable si on considère la possibilité d'un frettage externe du matériau. En augmentant ainsi la résistance en traction du bois de 50% pour la configuration STC1 et de 25% pour la configuration STC2, on parvient à retarder la ruine de la poutre mixte à des niveaux proches de ceux observés expérimentalement. Néanmoins, cela n'améliore en rien le chargement repris au moment de la plastification de l'acier. La problématique de l'effet composite subsiste donc.

A titre exploratoire, nous observons l'influence d'une augmentation des propriétés de l'acier (limite élastique), même s'il paraît difficile d'envisager que l'association du bois et de l'acier puisse engendrer une augmentation de la valeur de ce paramètre inhérent au matériau. En augmentant de 7% la valeur de la limite élastique de l'acier, on parvient à reproduire correctement le comportement composite observé. Il semble donc que le raidissement du profilé, causé par l'action du bois situé entre ses semelles ait un effet direct sur la manière dont il plastifie. Les ajustements numériques ici opérés n'expliquant en rien les phénomènes physiques observés, cette problématique mérite des investigations supplémentaires et des études sur des profilés en I munis de raidisseurs pourraient être mobilisées pour mieux comprendre ce comportement singulier.

La Fig. 6 présente les résultats d'un modèle numérique « optimisé » afin de reproduire la courbe expérimentale pour la configuration STC1. La résistance du bois en traction longitudinale y est augmentée de 50% ($f_{ut,0}$ = 44MPa) et celle de l'acier de 7% (f_y = 332 MPa).

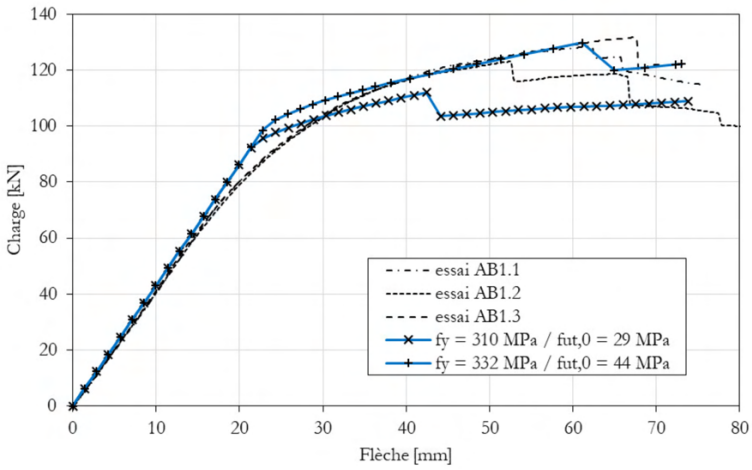


FIGURE 6. Configuration STC – modèle initial versus modèle « optimisé »

V. CONCLUSIONS

Les essais de flexion quatre points portant sur deux configurations mixtes, ainsi que sur leurs composants en acier et en bois pris isolément, permettent de faire les observations suivantes :

- Le déplacement hors-plan est beaucoup plus faible pour les poutres mixtes que pour un profilé métallique pris seul.
- La ruine des sections hybrides est provoquée par la rupture du bois en traction longitudinale en fibre inférieure.
- La rupture du bois est moins sévère et plus tardive lorsqu'il est associé avec un profilé métallique.

En revanche, un effet composite inattendu est observé lorsque le profilé métallique commence à plastifier : la capacité des poutres mixtes dépasse alors celle obtenue par superposition des capacités de leurs composants. Les configurations testées ne permettent pourtant aucune transmission du cisaillement longitudinal entre les composants en bois et en acier, qui partagent le même axe neutre.

Un modèle numérique est développé pour simuler et comprendre ce phénomène. On parvient finalement à obtenir une concordance essais-simulation satisfaisante par l'augmentation de la résistance du bois en traction longitudinale, et par l'accroissement de la limite d'élasticité de l'acier. Des travaux supplémentaires sont nécessaires pour comprendre les phénomènes physiques qui sous-tendent cet effet composite.

REFERENCES

[1] M. Fujita and M. Iwata (2013). Bending test of the composite steel-timber beam. *Appl. Mech. Mater.*, vol. 351–352, pp. 415–421. doi: 10.4028/www.scientific.net/AMM.351-352.415.

[2] W. Winter, K. Tavoussi, F. Riola Parada, and A. Bradley (2016). Timber-Steel Hybrid Beams for Multi-Storey Buildings : Final Report. *World Conf. Timber Eng.*

[3] Duan, W. Zhou, X. Liu, J. Yuan, and Z. Wang (2021). Experimental Study on the Bending Behavior of Steel-Wood Composite Beams. *Adv. Civ. Eng.*, vol. 2021, p. 1315849. doi: 10.1155/2021/1315849.

[4] B. Jurkiewiez, S. Durif, A. Bouchair, and C. Grazide (2022). Experimental and analytical study of hybrid steel-timber beams in bending. *Structures,* vol. 39, pp. 1231–1248. doi: https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.03.055.

[5] MSC Software Corporation, Marc 2014.2 - Volume A: Theory and User Information, vol. A. 2015.

[6] B.-H. Xu, A. Bouchaïr, M. Taazount, and P. Racher (2013). Numerical simulation of embedding strength of glued laminated timber for dowel-type fasteners. *J. Wood Sci.*, vol. 59, no. 1, pp. 17–23. doi: 10.1007/s10086-012-1296-0.

[7] M. Audebert, D. Dhima, M. Taazount, and A. Bouchaïr (2011). Numerical investigations on the thermo-mechanical behavior of steel-to-timber joints exposed to fire. *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 12, pp. 3257–3268. doi: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.08.021.

DIKWE : protection portuaire et énergie houlomotrice

Grégoire CORRE[1], Quentin HENRY[1], Philippe MAGALDI[2], Timothée SANTAGOSTINI[2], Gaspard FOURESTIER[2], Marc LE BOULLUEC[3]

[1] *Groupe Legendre*

[2] *GEPS TECHNO*

[3] *IFREMER*

RESUME Dans un contexte de changement climatique accentuant les phénomènes météorologiques extrêmes et imposant la nécessité d'une transition énergétique moins carbonée, le projet DIKWE développe une structure portuaire combinant les fonctions de protection face aux assauts de la houle et de production d'énergie houlomotrice. Ce projet a atteint un niveau de développement TRL6 grâce à un programme de recherche et développement mené par le Groupe Legendre et ses partenaires GEPS TECHNO et IFREMER. Ce programme a notamment démontré les performances de conversion énergétique du système utilisant un volet oscillant. Conçu pour répondre à des besoins structuraux et énergétiques des ports différents, la structure DIKWE est proposé comme un ouvrage neuf, en amont d'un ouvrage existant ou comme une structure rapportée sur une digue à talus existante. Les futurs travaux doivent montrer la capacité de déploiement à grande échelle de cette technologie.

Mots-clefs énergie houlomotrice, énergie des vagues, digue, protection portuaire, ports

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

A. Contexte portuaire européen : infrastructures futures et existantes

Les ports jouent un rôle essentiel dans le développement économique des régions. Certains ports s'adaptent à de nouveaux usages (construction d'éoliennes offshore, augmentation de la capacité logistique des quais, etc.), quand d'autres ont cessé leur développement mais doivent entretenir leurs ouvrages existants afin de maintenir un niveau suffisant de protection pour les activités socioéconomiques locales. Ainsi, les besoins de construction et de rénovation sont constants.

Dans ce contexte, les digues sont des ouvrages indispensables permettant de protéger les eaux du port de l'agitation des vagues venant du large. La structure des digues se divise en deux familles principales : les digues à talus, et les caissons verticaux. Les digues à talus, composées d'un empilement d'enrochements ou de blocs en béton, sont souvent économiquement et techniquement plus intéressantes que les caissons verticaux, ouvrages en béton armé réfléchissant entièrement la houle. La solution en caissons verticaux devient cependant plus intéressante dans certains cas : lorsque la bathymétrie est élevée et que la solution digue à talus devient

géométriquement très consommatrice de matériaux ; et lorsque des contraintes d'accostage sont nécessaires, ce que ne permet pas une digue à talus.

Le changement climatique menace les activités portuaires. Les infrastructures existantes doivent être renforcées afin de faire face aux futures conditions de houle. La plupart des digues ont été dimensionnées et construites pour une durée de vie de 50 ans. D'après la base de données de l'Université de Delft et HR Wallinford [1], plus de 74% des digues recensées en Europe auront plus de 50 ans en 2050. A cela s'ajoute l'augmentation du niveau des océans : le niveau moyen des océans a augmenté d'environ 10cm sur les 30 dernières années [2], ce qui pourrait conduire à une ruine précoce d'ouvrages dimensionnés pour des niveaux d'eau inférieurs.

En tant que consommateurs importants d'énergie, les ports cherchent également à opérer leur propre transition énergétique. L'intégration de technologies d'énergie renouvelable dans les infrastructures portuaires est une opportunité pour s'engager sur la voie de la décarbonation, et contribue à l'Onshore Power Supply (OPS). Cette technologie permet aux navires de se connecter directement au réseau électrique à quai, éteignant ainsi leurs moteurs auxiliaires, avec des bénéfices immédiats pour l'environnement et la santé publique.

Il existe donc des intérêts convergents pour le développement d'une structure combinant les fonctions de protection portuaire, en ouvrage neuf ou en renforcement d'ouvrages existantes, et de production d'électricité.

B. Technologies de conversion d'énergie houlomotrices onshore et offshore, et leurs limites

L'énergie houlomotrice est une source potentielle d'énergie renouvelable considérable et largement sous-utilisée aujourd'hui. Le potentiel énergétique des côtes nord et atlantique de l'Europe est estimé à environ 2,800 TWh/an [3], ce qui est équivalent à la production totale européenne d'électricité en 2021 [4]. Les côtes les plus exposées sont les côtes irlandaise et écossaises, ainsi que toute la façade portugaise (voir Figure 2).

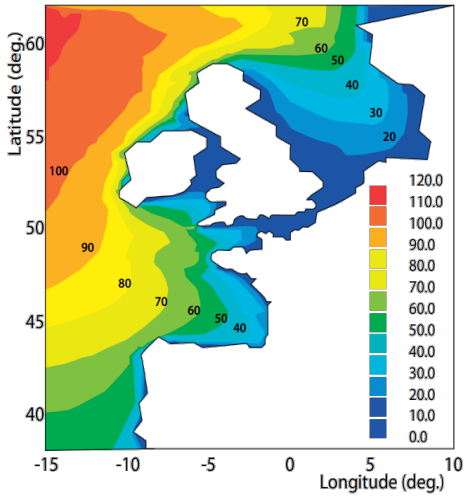


FIGURE 2. Puissance moyenne annuelle de la houle sur les côtes Ouest européennes en kW/m

De nombreuses technologies permettent de récupérer l'énergie des vagues (*Wave Energy Convertor*, WEC). Les classifications les plus courantes se font en fonction de la distance du système à la côté (onshore, nearshore ou offshore), et en fonction de la technologie de capture

utilisée. La Figure 3 présente les principales technologies existantes : (i) *Point absorber* : le plus souvent des bouées, indifférentes à la direction de propagation des vagues ; (ii) *Attenuator* : des corps flottants parallèles à la direction des vagues, convertissant le mouvement mécanique d'une rotule ; (iii) *Oscillating Water Column (OWC)* : une chambre dans laquelle l'eau pénètre et comprime ou aspire une masse d'air s'échappant par une turbine ; (iv) *Oscillating Wave Surge Convertor (OWSC)* : volet oscillant autour d'un axe et mu par le mouvement des vagues ; (v) *Submerged pressure differential device (SPD)* : corps immergé, fixé au fond, et oscillant verticalement sous l'effet des différences de pression créées par les vagues ; (vi) *Overtopping device* : système à franchissement retenant l'eau dans un bassin puis la conduisant vers une turbine par gravité.

L'étude du rendement hydrodynamique de ces différentes technologies est l'objet de différentes études, qui s'accordent sur le rendement supérieur des systèmes à volet oscillant [5,6].

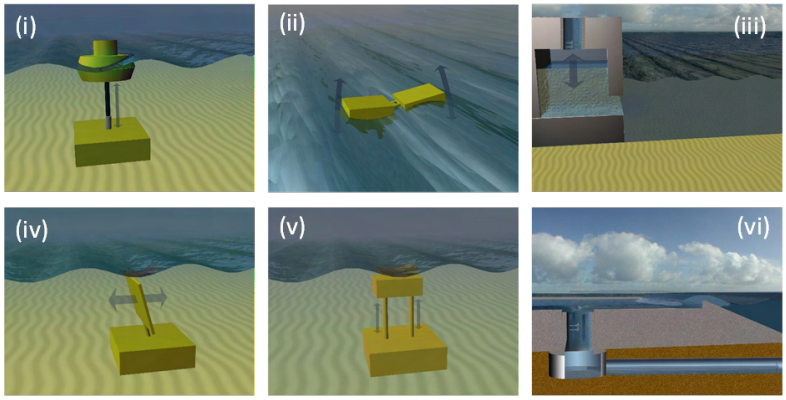


FIGURE 3. Technologies de capture d'énergie houlomotrice

II. LA TECHNOLOGIE DIKWE

A. La digue à énergie positive

L'énergie des vagues se brisant sur nos ouvrages portuaires le long de nos côtes est colossale. De cette observation est né le concept de DIKWE : DIKe Wave Energy. DIKWE s'inspire de la structure d'un caisson vertical. Le voile avant est remplacé par un volet oscillant (flap) dont l'axe est situé en haut (voir Figure 4). La houle incidente met en mouvement ce flap, dont les oscillations mécaniques sont ensuite transformées en électricité par un système de conversion hydraulique *Power Take-Off* (PTO). Du point de vue économique, l'intérêt de combiner protection portuaire et production d'électricité est multiple [7] : répartition des coûts entre les deux fonctions, amortissement des coûts de génie civil par la production d'électricité, résistance du système houlomoteur bénéficiant de la rigidité de la digue, simplification des opérations de maintenance.

Le choix de la technologie de volet oscillant est motivé par les études de rendement énergétique citées précédemment : parmi toutes les technologies actuelles, ce système est celui offrant le rendement le plus élevée. L'axe est positionné en haut du flap pour des raisons de maintenance : les systèmes à flap oscillant OWSC ont généralement leur axe en bas, donc sous l'eau, ce qui rend les opérations maintenance des systèmes complexes et très coûteuses. Dans le cas de DIKWE, l'axe est toujours hors d'eau.

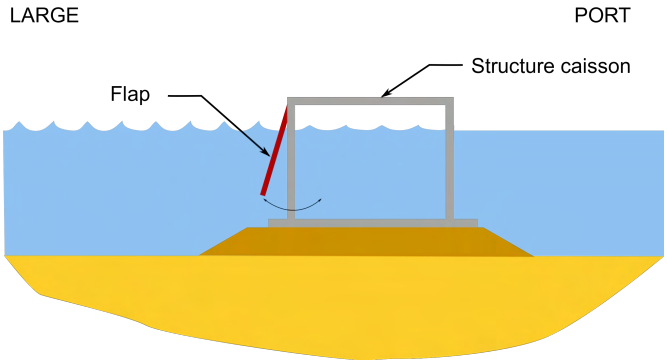


FIGURE 4. Système DIKWE, WEC à volet oscillant assurant la fonction de digue portuaire

Le voile arrière du caisson permet d'assurer la fonction de protection portuaire en stoppant totalement les vagues. Une structure réfléchissante appelée *jupe* (en référence aux jupes arrière de bateaux) est positionnée devant ce voile. Elle permet d'atteindre une résonnance des mouvements des masses d'eau dans la structure et ainsi d'optimiser le rendement énergétique du système. La forme de cet élément a été elle-même optimisée dans ce but.

La digue est décomposée en « cellules », une cellule étant un système hydrodynamique autonome géométriquement situé derrière chaque flap. Afin d'assurer l'indépendance hydrodynamique de chaque cellule, celles-ci sont séparées par des parois empêchant les mouvements latéraux des vagues dans la structure.

La géométrie du caisson est adaptée aux conditions de houle du site : elle dépend de la longueur d'onde moyenne des vagues incidentes et est calculée afin de maximiser les oscillations des flaps. La hauteur de la structure est calculée de sorte que l'axe des flaps soient toujours positionnés au-dessus des niveaux d'eau maximaux. La position de la base de la structure dépend de la bathymétrie du site et de la hauteur choisie de l'assise. Enfin, la hauteur du flap est telle que le bas du flap est toujours immergé.

B. Le programme de R&D

Le projet DIKWE est porté par un consortium de trois entreprises : le Groupe Legendre dirige ce consortium et assure le dimensionnement structurel et la construction ; GEPS Techno [14], entreprise spécialisée dans les énergies marines, porte tous les calculs hydrodynamiques, le dimensionnement des organes techniques et les calculs de rendement énergétique ; l'IFREMER, institut français de recherche pour l'exploitation de la mer, est responsable des essais en bassin et de la diffusion scientifique du projet.

Consécutivement à une phase d'études préliminaires, un programme de recherche et développement, financé en partie par l'ADEME, fut mis en place. Ce programme se décompose en 3 temps :

- **DIKWE 1 :** Phase d'études en bassin. Des simulations numériques aboutissent à une première conception d'un module DIKWE. Une campagne d'essai en bassin est réalisée sur une maquette à l'échelle 1/15 [8]. Les mesures réalisées fournissent des premières estimations de rendement énergétique et valide le fonctionnement hydromécanique du système.

- **DIKWE 2 :** Phase d'essai en conditions réelles. Un prototype composé d'une cellule unique est implanté à Saint-Anne du Portzic (29) pendant 12 mois (voir Figure 5). Equipé d'un système PTO, il convertit l'énergie des vagues en électricité et fournit des valeurs plus précises de la performance énergétique de la technologie. Cette phase permet au projet d'atteindre un TRL6 (*Technology Readiness Level*).
- **Phase pilote :** Cette phase doit permettre de montrer la viabilité technique et économique de la technologie à l'échelle d'un projet pilote composé de plusieurs flaps. La démonstration de la capacité de déploiement est au centre de cette phase.



FIGURE 5. **Prototype DIKWE 2 installé à Saint-Anne du Portzic durant l'année 2022**

Les deux premières phases du programme ont été réalisée respectivement en 2020 et 2022.

C. Résultats DIKWE 2

La seconde phase du projet avait pour objectif la consolidation des résultats préliminaires de rendement énergétique obtenus pendant la phase DIKWE 1. L'installation d'un PTO au niveau de l'axe du flap, convertissant ces oscillations en électricité, permet de mesurer le rendement hydrodynamique (ratio entre l'énergie de la vague incidente et l'énergie mécanique d'oscillation du flap), et le rendement total (ratio entre l'énergie de la vague incidente et l'énergie électrique produite) du système. La Figure 6 présente le rendement total mesuré en fonction du taux d'immersion du module. Les conditions favorables mesurées pendant cette période ont permis de mesurer des rendements totaux supérieurs à 30% et régulièrement supérieurs à 40%. Ces résultats ont permis de mesurer l'impact du remplissage de la cellule : le rendement augmente avec le niveau d'eau. Des dispositions géométriques simples (positionnement du module par rapport à la plus basse cote des eaux par exemple) nous permettent d'envisager un rendement de l'ordre de 30% pour les sites avec marnage. Les sites sans marnage ou à marnage faible permettent d'atteindre des rendements supérieurs.

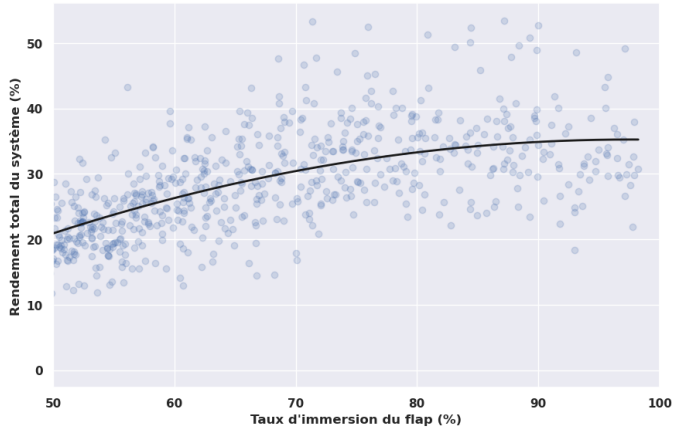


FIGURE 6. **Rendement total en fonction du pourcentage d'immersion du module**

III. UNE TECHNOLOGIE, DIFFERENTES CONFIGURATIONS

En fonction de leur position géographique et de leur situation économique, les besoins des autorités portuaires en infrastructure diffèrent :

- Extension des infrastructures pour augmenter la capacité logistique d'un port ou améliorer sa protection
- Rénovation et renforcement des infrastructures, dans un contexte de changement climatique
- Intégration d'énergies renouvelables dans son mix énergétique

La technologie DIKWE a été conçue comme une solution polyvalente répondant à ces différents besoins. Chaque situation étant associée à des contraintes géotechnique et structurelle spécifiques, des géométries différentes ont été conçues.

Ouvrage neuf

La construction d'une nouvelle digue ou son extension peut être requise par un besoin d'augmentation de la capacité logistique d'un port ou d'amélioration de sa protection de la houle extérieure. La digue DIKWE est construite à la façon d'un caisson traditionnel. La structure principale est composée d'éléments en béton armé. Le caisson repose sur un radier posé sur une assise en enrochements. Une trame poteaux-poutres compose la superstructure, raidissant la digue dans les deux directions horizontales.

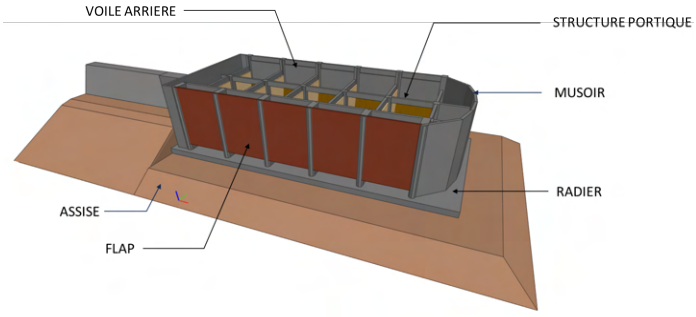


FIGURE 7. **Structure d'une digue neuve DIKWE**

Protection d'un ouvrage existant

Le changement climatique provoquant une augmentation du niveau moyen des océans, et menant à une intensification des évènements météorologiques extrêmes, les digues existantes souffriront de désordres plus fréquents et importants. Des désordres sont particulièrement observés sur les carapaces des digues à talus. Positionné devant un ouvrage existant, DIKWE agit comme un bouclier absorbant les efforts de houle (voir Figure 8). N'ayant plus le rôle de dernier rempart pour arrêter les vagues, un second flap est positionné à l'arrière de chaque cellule, augmentant ainsi le rendement énergétique de la solution.

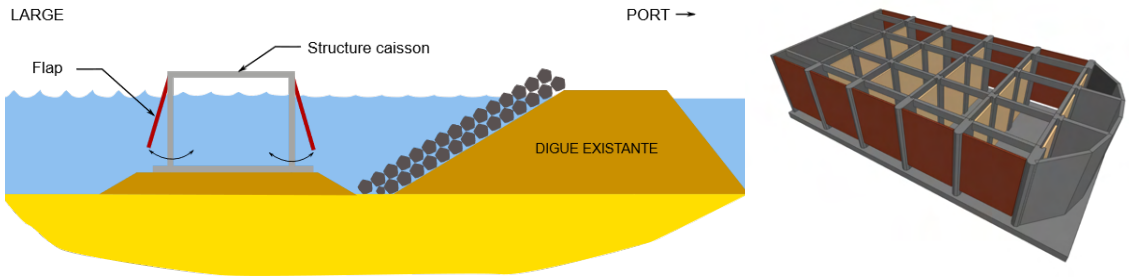


FIGURE 8. Structure DIKWE positionnée devant un ouvrage existant – Vues en coupe et 3D

Intégration sur un ouvrage existant

Afin de répondre au double besoin de renforcement d'une digue à talus et de production d'électricité, intégrer la structure DIKWE dans la carapace de la digue est une solution économiquement intéressante pour toutes les raisons évoquées dans la partie I : possibilité de réaliser l'ensemble des travaux depuis la terre, réduction des temps d'obtention des permis, coûts opérationnels de maintenance réduits, emprise au sol plus faible réduisant ainsi les impacts sur la faune et la flore environnante. La solution consiste à attacher les modules DIKWE à la structure de digue existante. Une surface plane étant nécessaire pour l'installation de la dalle inférieure des modules, la carapace est démontée depuis la crête. Selon la configuration du site, et basé sur des exemples d'intégration de WEC dans des digues [9-11], les modules sont ancrés à l'ouvrage existant par l'utilisation de micropieux, ou posés sur le fond et stables par gravité si la bathymétrie le permet.

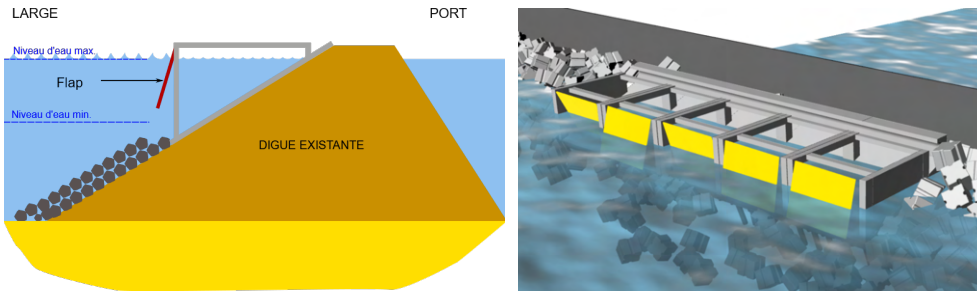


FIGURE 10. Structure DIKWE intégrée dans une digue existante – Vues en coupe et 3D

V. DIMENSIONNEMENT & CONSTRUCTION

Construction et phases opérationnelles

Il est fréquent en génie maritime, et particulièrement dans la fabrication de caissons, que la phase opérationnelle ne soit pas la plus dimensionnante. Les phases de mise à l'eau et d'installation peuvent générer des sollicitations très importantes et guider le dimensionnement des structures. Les étapes suivies de la construction jusqu'à l'installation dépendent de la structure et du positionnement des modules DIKWE.

Les étapes sont similaires pour les deux premières situations où une structure indépendante est construite. Les phases suivies sont les suivantes :

- Construction des caissons
- Mise à l'eau
- Transport en flottaison
- Installation
- Phase opérationnelle

Dans la troisième situation, les modules sont placés sur une digue à talus existante. Si un accès terrestre est possible sur la crête de la digue, l'ensemble des opérations est réalisé depuis la terre. Les opérations sont les suivantes :

- Démontage de la carapace et de la sous-couche de la digue
- Protection du noyau de digue par une dalle béton
- Installation des modules par grue mobile et connexion à la dalle
- Phase opérationnelle

Dimensionnement

Le dimensionnement de la structure DIKWE suit les mêmes principes que celui d'un caisson traditionnel. Les principales vérifications sont les suivantes : vérification locale de la résistance des éléments aux efforts sollicitants ; vérification globale du glissement, renversement et de la capacité de portance du sol.

Le calcul des efforts de houle appliqués sur la structure est réalisé en combinant l'utilisation de la méthode analytique de Goda-Takahashi, et de méthodes numériques CFD (*Computational Fluid Dynamics*). La méthode de Goda, développée en 1974, et adaptée en 1994 par Takahashi [12,13] afin de prendre en compte les effets d'impact des vagues, permet de calculer analytiquement les efforts de la houle sur une structure verticale. Les oscillations du flap du système DIKWE, et la réflexion des vagues à l'intérieur des cellules en font un système hydrodynamique plus complexe qu'une paroi verticale immobile. L'existence de paramètres adimensionnels dans les équations de Goda-Takahashi permettent cependant de calibrer le modèle par comparaison à des calculs CFD effectués par GEPS TECHNO. La méthode analytique a permis de balayer un grand de nombre de configurations (hauteur de vague, hauteur d'eau, période) afin d'identifier le scénario produisant les efforts les plus importants. Des calculs CFD, plus longs mais plus précis, ont validé par la suite ce scénario et affiné les valeurs d'efforts. Pour résumer, le calcul des efforts maximaux suit les 3 étapes suivantes :

1. Calibration initiale des équations de GODA sur résultat CFD
2. Identification analytique du triplet $(H, T, h)_{max}$ créant les efforts maximaux

3. Validation de cette configuration et recalcul des efforts maximaux par calculs CFD

Les éléments structuraux sont dimensionnés selon les normes Eurocodes. Un modèle éléments finis est construit dans le logiciel élément finis *Sofistik* afin de calculer les efforts dans les différents éléments. Les forces de houle sont appliquées sur la structure, deux situations étant considérées : l'action des vagues sur le flap, puis l'action des vagues sur l'arrière du module après propagation dans la cellule.

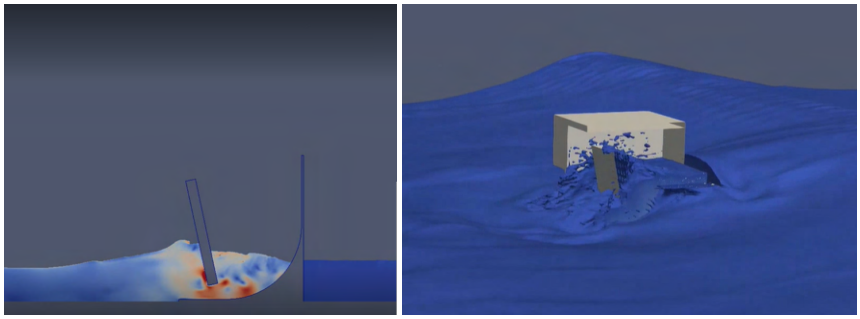


FIGURE 11. Exemple de calcul CFD 2D (gauche) et 3D (droite) sur des structures DIKWE

Les contraintes calculées permettent de vérifier le glissement et le renversement de la structure. Le même modèle est utilisé pour dimensionner les éléments durant les phases de construction et de transport, les éléments étant dimensionnés pour résister aux 3 phases de construction, transport et opérationnelle.

IV. CONCLUSION

L'impact du changement climatique sur les ports est double : structurel, avec le changement des conditions de houles et de vent, l'intensification des évènements extrêmes et l'augmentation du niveau des eaux ; énergétique, avec la nécessité des ports d'effectuer leur transition énergétique vers des mix moins carbonés. Combiné au besoin d'extension de certains ports, ce contexte est favorable au développement de la solution DIKWE, combinant protection portuaire et production d'électricité.

Débuté en 2019, le programme de R&D de DIKWE a permis de valider les performances énergétiques du système, avec des rendements moyens autour de 30%. Déclinée en 3 géométries, la technologie permet de répondre à des besoins différents des ports : construction d'une digue neuve, construction d'une digue en bouclier pour la protection d'un ouvrage existant endommagé, et intégration de modules sur des digues à talus lors de travaux de rénovation.

La combination des fonctions de protection et de production d'énergie est la clé économique du projet, là où de nombreux projets houlomoteurs peinent à trouver le bon modèle économique. Il permet de diviser les coûts entre le génie civil et la production électrique, de simplifier les opérations de maintenance et d'augmenter la résistance et la survivabilité du système houlomoteur en l'intégrant dans une structure solide et ancrée.

La technologie DIKWE est conçue pour répondre à des besoins énergétiques et structuraux différents, et les futurs travaux doivent prouver son adaptabilité à la grande majorité des ports européens.

REFERENCES

[1] N.W.H. Allsop, R.S. Cork & H. Jan Verhagen (2009), A Database of Major Breakwaters Around the World. *Coasts, Marine Structures and Breakwater 2009.* https://doi.org/10.1680/cmsb.41318.0064

[2] https://marine.copernicus.eu/ocean-climate-portal/sea-level

[3] A. Lewis, S. Estefen, J. Huckerby, W. Musial, T. Pontes, J. Torres-Martinez (2011). Ocean Energy. In IPCC Special Report on Renewable Energy Sources and Climate Change Mitigation, *Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA*.

[4] https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=Electricity_production,_consumption_and_market_overview#Electricity_generation

[5] A. Babarit & J. Todalshaug (2011). On the Maximum and Actual Capture Width Ratio of Wave Energy Converters, *9th European Wave and Tidal Energy Conference*

[6] CEREMA (2020), Systèmes Houlomoteurs Bord à Quai, Guide de Conception en Phase Avant-projet, https://www.emacop.fr/guide-systemes-houlomoteurs-bords-quai/

[7] M.A. Mustapa, O.B. Yaakob, Y. M. Ahmed, C.-K. Rheem, K.K. Koh, F. A. Adnan (2017), Wave energy device and breakwater integration: A review, *Renewable and Sustainable Energy Reviews,* https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.03.110

[8] M. Le Boulluec (2020), Projet DIKWE – Essais en bassin. Campagne d'essais à l'échelle 1/15. REM/URDT/LCSM 20-197

[9] P. Contestabile, F. Vincenzo, E. Di Lauro, D. Vicinanza (2017), Full-Scale Prototype of an Overtopping Breakwater for Wave Energy Conversion, *Coastal Structures,* https://doi.org/10.9753/icce.v35.structures.12

[10] G. Palma, P. Contestabile, B. Zanuttigh, S. M. Formentin, D. Vicinanza (2020), Integrated assessment of the hydraulic and structural performance of the OBREC device in the Gulf of Naples, Italy, *Applied Ocean Research,* https://doi.org/10.1016/j.apor.2020.102217

[11] K. Kim, B. Nam, S. Park, J. Kim, G. Kim, C. Lim, K. Hong (2018). Initial Design of OWC WEC Applicable to Breakwater in Remote Islands, *4th Asian Wave and Tidal Energy Conference (AWTEC), Taipei, Taiwan*.

[12] Y. Goda, New Wave Pressure Formulae for Composite Breakwaters (1974), *Proceedings of 14th Conference on Costal Engineering*. https://doi.org/10.9753/icce.v14.100

[13] Y. Goda, Random Seas and Design of Maritime Structures (2009), *3rd ed.; World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.: Singapore*.

[14] https://geps-techno.com/

Modélisation

Modèle cohésif frottant anisotrope 3D pour le calcul homogénéisé des ouvrages maçonnés

Pierre Morenon[1,2], Alain Sellier[1], Etienne Grimal[3], Romain Tajetti[3], Philippe Kolmayer[3]

[1] *LMDC, Université de Toulouse, UPS/ INSA, Toulouse, France*

[2] *Toulouse Tech Transfert*, Toulouse, France

[3] *EDF CIH, La Motte-Servolex, France*

RESUME La maçonnerie est un multi-matériaux complexe composé de blocs, de joints et d'interfaces orientées. Le comportement mécanique est donc anisotrope, non-linéaire avec différents types de fissuration. L'objectif des travaux proposés ici est d'entreprendre la prise en compte d'anisotropies de résistances initiales tant en traction qu'en compression-cisaillement pour le joint et l'interface. Parmi les méthodes disponibles dans les logiciels de calcul, l'utilisation d'un matériau homogénéisé avec un code éléments finis paraît la plus adaptée pour le calcul de grands ouvrages avec des temps de calculs maîtrisés. Un modèle homogénéisé cohésif frottant anisotrope 3D est proposé. Il peut être chainé à différentes lois de comportement existantes représentant le comportement des blocs : élastiques, endommageables ou plastiques. Il est à noter que la phase élastique de ces modèles peut être isotrope ou anisotrope. Quelques applications à l'échelle de quelques blocs sont ensuite présentées.

Mots-clefs modélisation, joints, anisotropie, cohésif-frottant, endommagement

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

De nombreux ouvrages en maçonnerie ornent le paysage français tels que des ponts, des bâtiments, des barrages ou des cathédrales. Le maintien de ce patrimoine nécessite l'estimation de sa tenue structurelle par le calcul de son état de stabilité (D'Altri et al., 2019; Roca et al., 2010). La maçonnerie est un multi-matériaux complexe composé de blocs, de joints et d'interfaces. Il en résulte un comportement mécanique anisotrope par géométrie (orientation des lits de blocs). De plus, les matériaux qui composent la maçonnerie (pierres, briques, mortiers) sont non-linéaires avec des comportements post-pics adoucissants (Ludovico-Marques et al., 2012), une anisotropie géométrique (anisotropie géologique des pierres par exemple) et une unilatéralité traction-compression (Lourenço, 1998). Enfin, la nature même de ce multi-matériaux (ou de structures composées de joints comme des reprises de bétonnages) génère la création d'interfaces qui induit des non-linéarités. Ces interfaces sont des zones de « faiblesse » préférentielle de ces matériaux (les matériaux avec des mortiers-colles dont la résistance de l'interface peut être supérieure à celle des blocs ne sont pas adressés ici). C'est cependant la grande force des ouvrages en maçonnerie qui

peuvent se déformer avec de grandes amplitudes tout en gardant une intégrité structurelle grâce à leur grande souplesse.

Dès la phase élastique, le comportement des structures à joints est souvent anisotrope (Almeida and Lourenço, 2020). Ce comportement est induit par l'orientation et la position des lits.

En traction, l'interface a un comportement post-pic adoucissant mais le pic de contrainte est souvent atteint pour de faibles valeurs comparées aux matériaux seuls.La stéréotomie et notamment le décalage de blocs entres deux lits crée une anisotropie du comportement en traction (FIGURE 1, (Schubert, 1994)).

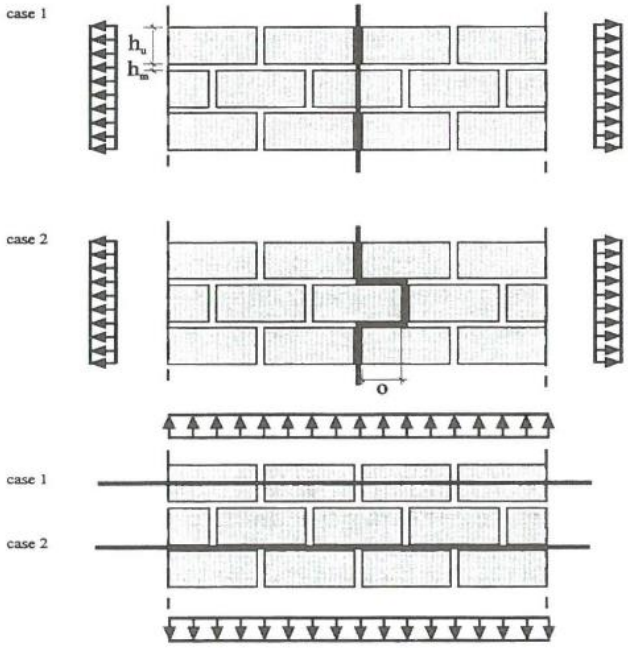


FIGURE 1. **Fissurations possibles pour une maçonnerie en traction parallèle ou perpendiculaire au joint horizontal** (Schubert, 1994)

En cisaillement, un comportement cohésif-frottant est le plus souvent observé (FIGURE 2, (Venzal, 2020)). Après une phase élastique (phase A-B sur la FIGURE 2), un endommagement s'initie jusqu'à atteinte du pic cohésif (phase dilatante) qui dépend de la cohésion du matériau mais également de la contrainte normale appliquée au joint (phase B-C avant le pic). Le comportement est ensuite adoucissant mais tend vers une asymptote (phase C-D) dépendant de la contrainte normale, générée par le frottement des deux lèvres de fissures. En compression, c'est le matériau composant les blocs qui vient à rupture car le joint est confiné (Chaimoon and Attard, 2007).

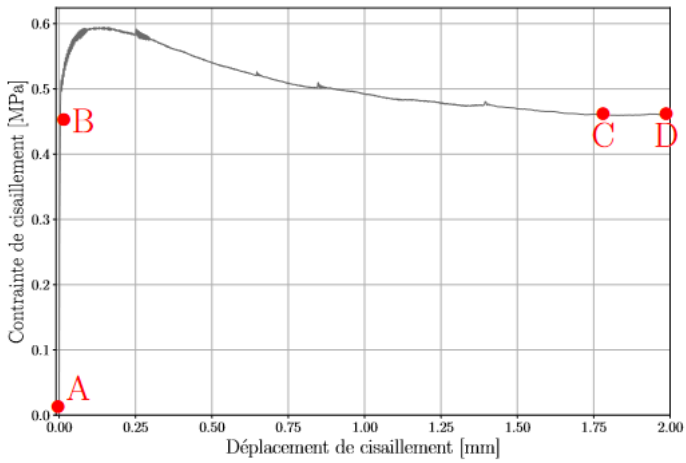


FIGURE 2. **Résultat Contrainte – Déplacement en cisaillement sur un triplet avec contrainte normale de 0.4 MPa** (Venzal, 2020) **: A-B phase élastique, B-C phase intermédiaire d'endommagement de la cohésion et du début du frottement, C-D palier frottant**

Le comportement mécanique est donc anisotrope, non-linéaire avec différents types de fissuration. L'objectif des travaux proposés ici est d'entreprendre la création d'un modèle non-linéaire 3D avec prise en compte d'anisotropies de résistances initiales tant en traction qu'en compression-cisaillement pour reproduire les principaux phénomènes mécaniques susceptibles de se produire dans un ouvrage maçonné

Dans un premier temps, l'utilisation de critères de plasticité complexes et anisotropes (Hill par exemple (Hill, 1948)) a été envisagée. Cependant, les critères écrits en contraintes principales ou en invariant ((Drucker and Prager, 1952), ne paraissent pas totalement adaptés au comportement de la maçonnerie, notamment sous certains cas de chargement.

Dans un second temps et d'un point de vue pratique, le choix est de réaliser un modèle endommageable anisotrope pour lui donner une grande polyvalence et ainsi être accolé à différentes lois de comportement existantes représentant le comportement des blocs : élastiques, endommageables ou plastiques. Il est à noter que la phase élastique de ces modèles peut être isotrope ou anisotrope.

II. MODELE COHESIF FROTTANT ANISOTROPE ENDOMMAGEABLE

Dans cette partie, le modèle est décrit en partant du schéma de principe global d'intégration des développements qui lui donnent une grande polyvalence pour être accolées à différentes lois de comportement puis en décrivant les critères retenus pour les endommagements et leurs combinaisons.

A. Schéma de principe global

A partir d'un état de contrainte fourni (FIGURE 3)., la loi réalise un changement de base dans le repère des joints (3 joints maximum par élément fini) fourni par l'utilisateur, puis calcule un endommagement de traction grâce à un critère de Rankine pour chaque joint. Un endommagement de cisaillement est ensuite calculé grâce à un critère de Mohr-Coulomb. La combinaison des endommagements permet de prendre en compte les endommagements de traction et de cisaillement et leurs couplages en fonction de la contrainte normale. Ainsi, le comportement adoucissant en traction et le comportement cohésif-frottant en cisaillement sont bien pris en compte en fonction de l'orientation des joints.

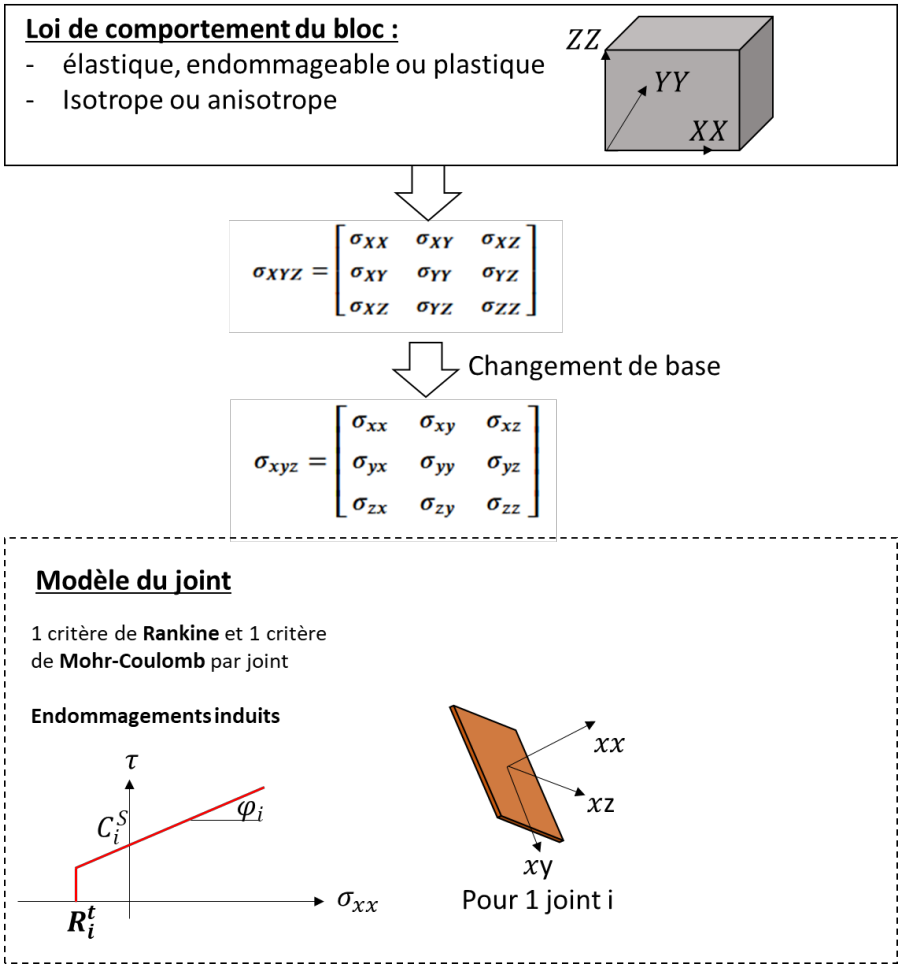


FIGURE 3. ***Schéma de principe d'utilisation du modèle***

B. Endommagements de traction

Un critère de Rankine f_{Ri} est utilisé pour calculer l'endommagement de traction pour chaque joint (FIGURE 4). Ainsi, pour un joint i de contrainte normale effective (au sens de l'endommagement (Kachanov, 1958)) $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{xx}}$ et une résistance en traction $\boldsymbol{R_i^t}$ (fixée par l'utilisateur) le critère s'écrit :

$$f_{Ri} = \tilde{\sigma}_{xx} - R_i^t \qquad (1)$$

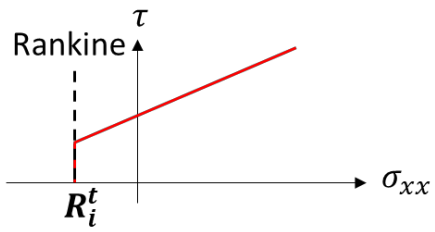


FIGURE 4. **Visualisation du critère de Rankine**

Si $f_{Ri} > 0$, alors on calcule un endommagement de traction D_i^t tel que :

$$D_i^t = 1 - \left(\left(\frac{\sigma_{xx}^{k,t}}{\sigma_{xx}^{k,t} + (\tilde{\sigma}_{xx} - R_i^t)}\right)^2\right)\frac{R_i^t}{\tilde{\sigma}_{xx}} \quad (2)$$

$$\dot{D}_i^t \geq 0 \quad (3)$$

L'énergie de fissuration dissipée en traction par le joint i (paramètre matériau fixé par l'utilisateur) est régularisée par la méthode d'Hillerborg (Hillerborg, 1985) en utilisant la taille de l'élément fini dans la direction normale au joint i et permet de calculer la contrainte caractéristique $\sigma_{xx}^{k,t}$. Un essai de traction pure est réalisé dans la partie application.

B. Endommagements de cisaillement

Un critère de Mohr-Coulomb f_{MCi} est utilisé pour calculer l'endommagement de cisaillement pour chaque joint (FIGURE 5). Pour un joint i, de contraintes de cisaillement $\tilde{\sigma}_{xy}$ et $\tilde{\sigma}_{xz}$ la norme de la contrainte de cisaillement $\|\tilde{\tau}_{xx}\|$ (Eq. 4) est comparée à la résistance du matériau en cisaillement R_i^s (Eq. 5).

$$\|\tilde{\tau}_{xx}\| = \sqrt{{\tilde{\sigma}_{xy}}^2 + {\tilde{\sigma}_{xz}}^2} \quad (4)$$

$$f_{MCi} = \|\tilde{\tau}_{xx}\| - R_i^s$$
$$\text{Avec } R_i^s = (C_i^s(1 - D_i^t) + (\tilde{\sigma}_{xx}^- + \tilde{\sigma}_{xx}^+(1 - D_i^t))tan\varphi_i) \quad (5)$$

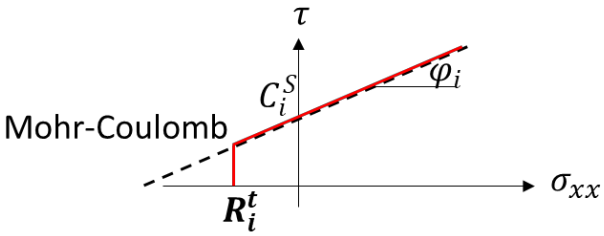


FIGURE 5. **Visualisation du critère de Mohr-Coulomb**

Avec $\tilde{\sigma}_{xx}^-$ et $\tilde{\sigma}_{xx}^+$, respectivement les parties négative et positive de la contrainte normale effective $\tilde{\sigma}_{xx}$, C_i^S la cohésion et φ_i l'angle de frottement.

Le calcul du critère de Mohr-Coulomb étant effectué après celui de Rankine, l'endommagement de traction D_i^t est connu. Ainsi, si le matériau est endommagé en traction, la cohésion en est également affectée mais le confinement permet toujours un frottement qui résiste au cisaillement.

Si $f_{MCi} > 0$, alors on calcule un endommagement de cisaillement D_i^{MC} tel que :

$$D_i^{MC} = 1 - \left(\left(\frac{\tau_{xx}^{k,c}}{\tau_{xx}^{k,c} + f_{MCi}} \right)^2 \right) \frac{R_i^S}{\|\tilde{\tau}_{xx}\|} \quad (6)$$

$$\dot{D_i^{MC}} \geq 0 \quad (7)$$

L'énergie de fissuration dissipée en cisaillement par le joint i (paramètre matériau fixé par l'utilisateur) est également régularisée par la méthode d'Hillerborg à travers la contrainte de cisaillement caractéristique $\tau_{xx}^{k,c}$). Des essais de cisaillement sous différentes contraintes normales sont réalisés dans la partie application.

C. Combinaison des endommagements

Si le joint est comprimé (contrainte effective $\tilde{\sigma}_{xx} < 0$), la contrainte normale n'est pas affectée par les endommagements (Eq. 8) alors que la contrainte de cisaillement σ_{xy} se compose de la partie cohésive σ_c et de la partie frottante σ_f de la contrainte (Eq. 9 et 10, inspiré des lois de contact frottant en éléments discrets de (Venzal, 2020)) :

$$\sigma_{xx} = \tilde{\sigma}_{xx} \quad (8)$$

$$\sigma_{xy} = \sigma_c + \sigma_f \quad (9)$$

$$\sigma_{xy} = (1 - D_i^{MC})\tilde{\sigma}_{xy} - \frac{\tilde{\sigma}_{xy}}{\|\tilde{\sigma}_{xy}\|} (D_i^{MC})^{p_i} \mu_i \tilde{\sigma}_{xx} \quad (10)$$

μ_i est le coefficient de frottement et p_i le coefficient de non linéarité du frottement.

Un exemple de l'évolution des contraintes en fonction de la déformation de cisaillement est présenté sur la FIGURE 6 pour une contrainte normale de 0.6 MPa.

Si le joint est tendu ($\tilde{\sigma}_{xx} \geq 0$), les contraintes effectives normale et de cisaillement sont affectées des mêmes endommagements :

$$\sigma_{xx} = (1 - D_i^t)(1 - D_i^{MC})\tilde{\sigma}_{xx} \quad (11)$$

$$\sigma_{xy} = (1 - D_i^t)(1 - D_i^{MC})\tilde{\sigma}_{xy} \quad (12)$$

Enfin, lors de la recomposition du tenseur dans la base des directions de joints, le tenseur peut être dissymétrique. En effet, σ_{xy} peut ne plus valoir σ_{yx} du fait des endommagements pouvant être différents sur deux plans orthogonaux. Or, les codes éléments finis ne sont pas écrits pour des tenseurs dissymétriques de contraintes (les moments sur l'élément de volume sont supposés toujours nuls), il faut donc vérifier cette condition en rendant le tenseur symétrique. L'option

choisie ici est d'utiliser le minimum des contraintes de cisaillement (au signe près) (Eq. 13). La facette la plus dégradée limite les deux contraintes de cisaillement orthogonales.

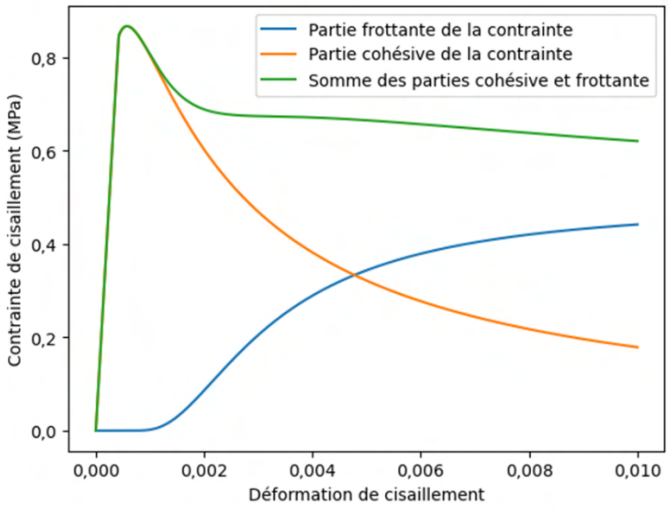


FIGURE 6. **Courbe Contrainte-Déformation obtenue en cisaillement avec une contrainte normale de 0,6 MPa en compression, différentiant les différentes origines de la contrainte obtenue**

$$\sigma_{xyz} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \frac{\tilde{\sigma}_{xy}}{\|\tilde{\sigma}_{xy}\|} min(\|\sigma_{xy}\|, \|\sigma_{yx}\|) & \frac{\tilde{\sigma}_{xz}}{\|\tilde{\sigma}_{xz}\|} min(\|\sigma_{xz}\|, \|\sigma_{zx}\|) \\ \frac{\tilde{\sigma}_{xy}}{\|\tilde{\sigma}_{xy}\|} min(\|\sigma_{xy}\|, \|\sigma_{yx}\|) & \sigma_{yy} & \frac{\tilde{\sigma}_{yz}}{\|\tilde{\sigma}_{yz}\|} min(\|\sigma_{yz}\|, \|\sigma_{zy}\|) \\ \frac{\tilde{\sigma}_{xz}}{\|\tilde{\sigma}_{xz}\|} min(\|\sigma_{xz}\|, \|\sigma_{zx}\|) & \frac{\tilde{\sigma}_{xz}}{\|\tilde{\sigma}_{xz}\|} min(\|\sigma_{xz}\|, \|\sigma_{zx}\|) & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (13)$$

Un changement de base pour revenir dans le repère global est ensuite effectué.

III. APPLICATIONS

A ce jour, le modèle a été implanté dans ("Cast3M," 2022). Dans cette partie, le modèle est appliqué à des essais expérimentaux de traction pure et de cisaillement sous plusieurs contraintes normales.

A. Essai en traction

Des essais de traction simple d'un duo (2 blocs de pierres et un joint) de la littérature (Bisoffi-Sauve, 2016) sont simulés (FIGURE 7). Les paramètres du modèle renseignés pour cet essai sont :

- la direction normale du joint : [0 ; 0 ; 1] pour un joint horizontal
- la résistance en traction : 0,06 MPa
- l'énergie de fissuration de traction : 0,793 J/m²

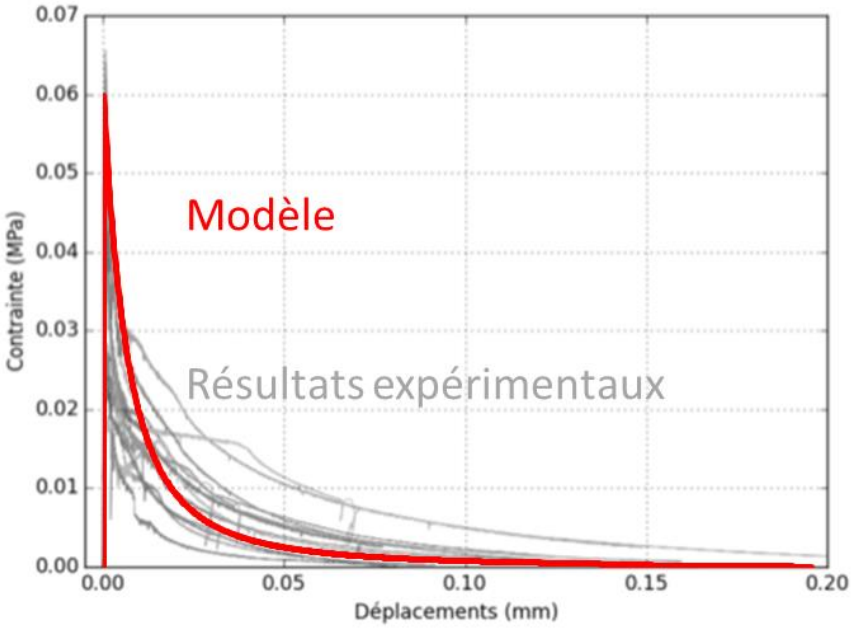


FIGURE 7. **Courbe Contrainte-Déplacement d'un essai en traction pure (comparaison Résultats expérimentaux** (Bisoffi-Sauve, 2016) **– Modèle)**

Le comportement en traction pure est donc bien reproduit par le modèle avec une phase pré-pic élastique, un pic de contrainte correspondant à la résistance en traction renseignée dans le modèle, puis une phase adoucissante avec une évolution non linéaire de la contrainte correspondant à l'ouverture de fissure de l'interface.

B. Essais en cisaillement

Des essais de cisaillement sous différentes contraintes normales de la littérature (Venzal, 2020) sont simulés (FIGURE 8). Il faut fixer :

- la direction normale du joint : [0 ; 0 ; 1] pour un joint horizontal
- la cohésion : 0,27 MPa calé sur le début de non-linéarité
- l'énergie de fissuration en cisaillement : 206 J/m²
- le coefficient de frottement : 0,81 calé sur le rapport entre la contrainte du seuil de frottement (asymptote) et la contrainte normale appliquée
- le coefficient de non linéarité du frottement : 2 calé sur la forme des courbes entre l'atteinte de la cohésion et le palier de frottement
- l'angle de frottement : 0° calé après le calage du coefficient de frottement, ici non nécessaire pour le calage (c'est grâce au frottement induit par le coefficient de frottement que le pic cohésif est plus important quand la contrainte normale augmente)

Le comportement en cisaillement sous différentes contraintes normales est donc bien reproduit par le modèle avec une phase linéaire élastique suivie d'une phase d'endommagement progressive et non-linéaire de la cohésion ce qui génère un pic cohésif puis une phase d'adoucissement en phase post-pic jusqu'à l'asymptote du palier frottant.

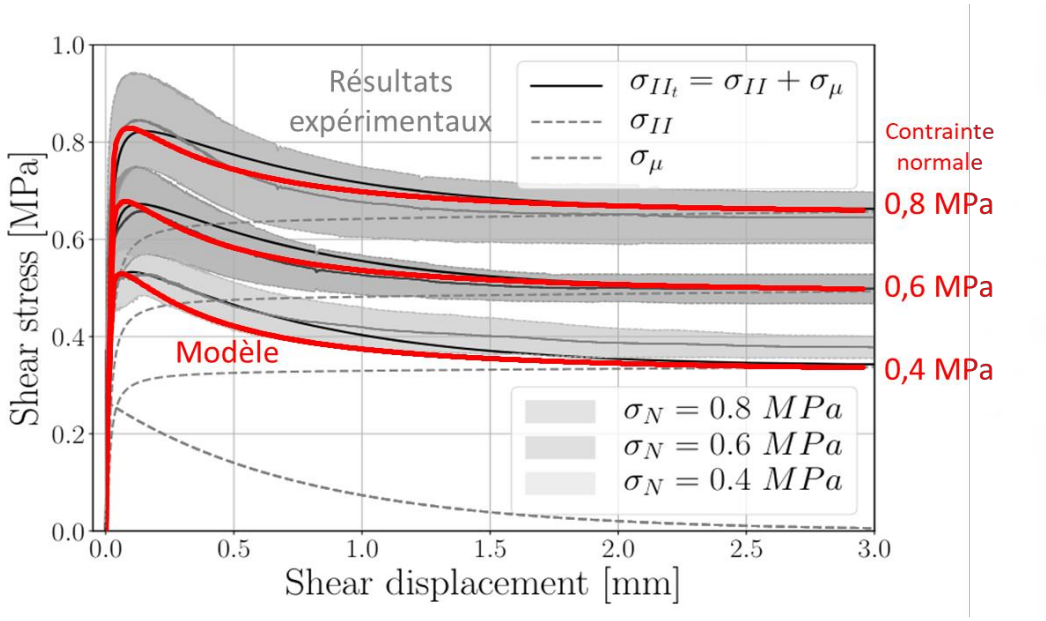


FIGURE 8. **Courbe Contrainte-Déplacement d'essais en cisaillement sous différentes contraintes normales (comparaison Résultats expérimentaux** (Venzal, 2020) **– Modèle)**

C. Analyse paramétrique

Une étude paramétrique en cisaillement est réalisée avec différentes inclinaison du joint entre 0° (joint horizontal) et 90° (joint vertical), sous une contrainte normale de 0,5 MPa (FIGURE 9 et FIGURE 10). Le calage des paramètres mécaniques est celui réalisé dans la partie précédente.
Sous 0,5 MPa de contrainte verticale, si le joint est horizontal, le pic cohésif est à 0,57 MPa avant d'évoluer vers une asymptote de frottement (voir partie précédente). Lorsque l'on donne de l'inclinaison au joint (+22,5°) comme cela est parfois observé sur des murs de soutènement ou des perrés, la contrainte de cisaillement atteint des valeurs plus élevées. En effet, la facette est inclinée et subie donc une compression supplémentaire lors du chargement ce qui retarde la cinétique d'endommagement de cisaillement. En augmentant l'inclinaison du joint (+45°), le joint ne s'endommage pas. En effet dans le repère local du joint, l'augmentation de la contrainte normale induit une compression progressive alors que la contrainte de cisaillement n'évolue plus. Pour une inclinaison supérieure (+67,5°), le comportement est proche mais le cisaillement du joint augmente progressivement ce qui induit un endommagement lent du joint. Pour une inclinaison de 90° du joint, le comportement est bien moins résistant, en effet le cisaillement atteint rapidement la cohésion dans le repère du joint et la contrainte normale est faible donc le frottement est limité.

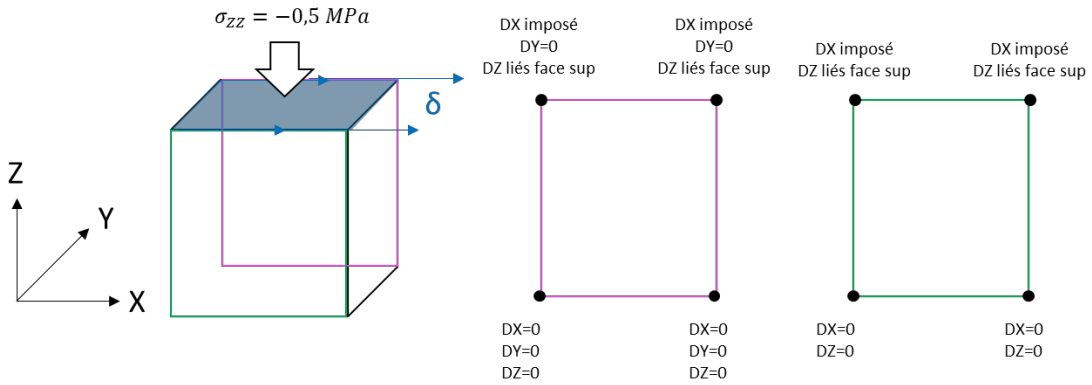


FIGURE 9. **Conditions aux limites et chargements**

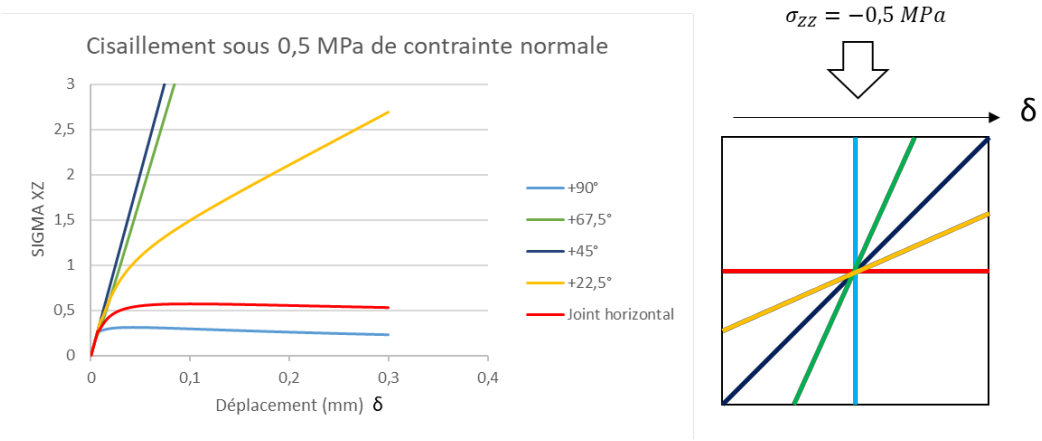


FIGURE 10. **Courbe Contrainte-Déplacement d'une étude paramétrique sur l'inclinaison du joint en cisaillement avec une contrainte verticale de 0.5 MPa (Modèle)**

IV. CONCLUSION

Un modèle homogénéisé cohésif frottant anisotrope 3D a été proposé pour la modélisation des ouvrages en maçonnerie. Il peut être chainé à différentes lois de comportement existantes représentant le comportement des blocs : élastiques, endommageables ou plastiques. Il est à noter que la phase élastique de ces modèles peut être isotrope ou anisotrope. Quelques applications à l'échelle de quelques blocs ont été présentées. Des calculs de structures (murs et ouvrages) sont en cours et permettront de montrer le réalisme et les limites de ce modèle. Ce modèle pourrait également être appliqué à d'autres matériaux anisotropes présentant des joints comme des roches présentant des diaclases, des reprises de bétonnage ou comme état initial d'un béton fissuré.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé grâce au financement d'EDF CIH.

REFERENCES

Almeida, F.P., Lourenço, P.B., 2020. Three-dimensional elastic properties of masonry by mechanics of structure gene. International Journal of Solids and Structures 191, 202–211.

Bisoffi-Sauve, M., 2016. Etude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets : caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints (phdthesis). Université de Bordeaux.

Cast3M, 2022.

Chaimoon, K., Attard, M.M., 2007. Modeling of unreinforced masonry walls under shear and compression. Engineering structures 29, 2056–2068.

D'Altri, A.M., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., De Miranda, S., 2019. A review of numerical models for masonry structures. Numerical modeling of masonry and historical structures 3–53.

Drucker, D.C., Prager, W., 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly of applied mathematics 10, 157–165.

Hill, R., 1948. A theory of the yielding and plastic flow of anisotropic metals. Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences 193, 281–297.

Hillerborg, A., 1985. The theoretical basis of a method to determine the fracture energy GF of concrete. Materials and structures 18, 291–296.

Kachanov, L., 1958. Time of the rupture process under creep conditions.

Lourenço, P.B., 1998. Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry.

Ludovico-Marques, M., Chastre, C., Vasconcelos, G., 2012. Modelling the compressive mechanical behaviour of granite and sandstone historical building stones. Construction and Building Materials 28, 372–381.

Roca, P., Cervera, M., Gariup, G., Pela', L., 2010. Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. Archives of computational methods in engineering 17, 299–325.

Schubert, P., 1994. Tensile and flexural strength of masonry-influences, test methods, test results. Stress 50, 895–907.

Venzal, V., 2020. Modélisation discrète du comportement mécanique desouvrages maçonnés en pierre. Aspects expérimentaux-Analyse énergétique. Université de Bordeaux.

Chaussées souples à assise en matériaux latéritiques : Modélisation de la déflexion par la méthode des éléments finis

Donald HOUEMAVO[1,2], Tariq OUAHBI [1], Yvette TANKPINOU KIKI [3], Said TAIBI[1]

[1] *Université Le Havre Normandie, Normandie Univ, LOMC, UMR 6294 CNRS, 76600 Le Havre, France*
[2] *Université d'Abomey-Calavi, LEMA, Abomey-Calavi, Benin*
[3] *Université Nationale des Sciences, Technologies, Ingénierie et Mathématiques, LaPIT, Lokossa,*

RESUME

Le choix des épaisseurs des couches de chaussée constitue un défi majeur pour les ingénieurs routiers, étant donné leurs impacts directs sur les coûts de construction des routes revêtues. Cette étude vise à comparer les résultats obtenus dans les mêmes hypothèses de comportement des matériaux (isotrope et élastique linéaire) avec les logiciels Alizé_Lcpc et Abaqus. L'approche adoptée comprend la modélisation d'une chaussée souple, en considérant deux épaisseurs de la couche de roulement, une couche de base composée d'une grave latéritique améliorée au ciment et une couche de fondation en grave latéritique reposant sur une plateforme support en sable. Les résultats obtenus à l'issue des simulations aux éléments finis tridimensionnels permettent de modéliser avec précision l'essieu jumelé. Ils montrent que les déflexions maximales sont obtenues au centre des disques et sont légèrement supérieures aux déflexions aux centres du jumelage fournies par Alizé.

Mots-clefs Déflexion, chaussées souples, Modélisation éléments finis, matériaux latéritiques, Abaqus

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Le Bénin, pays d'Afrique de l'ouest, est résolument engagé dans une démarche de développement économique, grâce à un réseau routier revêtu estimé à plus de 3200 km en 2021 (figure 1). Chaque année, d'énormes efforts sont déployés pour maintenir ce réseau routier dans un état de service acceptable. Pour la période 2021-2026, il est prévu la reconstruction en 2*2 voies du tronçon Cotonou-Allada-Bohicon-Dassa d'une longueur de 207 km (RNIE 2) puis l'aménagement, le bitumage, la réhabilitation ou le renforcement de 1 112 km de route (BéninRévélé, 2021).

Le dimensionnement d'une structure de chaussée nécessite d'évaluer le niveau de sollicitations et de confronter ces sollicitations aux paramètres limites des différents matériaux. En France et au Bénin, le logiciel Alizé_Lcpc est largement utilisé à cet effet. Cependant, ce logiciel ne permet pas d'analyser l'évolution de la déflexion en fonction du nombre de cycle de chargement afin d'apprécier la fatigue et la durée de vie de la structure routière. Pour cela, il est crucial de caler un modèle d'éléments finis capable d'évaluer cette évolution de la déflexion en fonction du nombre de

cycles de la charge. Plusieurs études récentes ont exploré l'impact du trafic sur l'orniérage des chaussées, utilisant le modèle 3D d'Abaqus. Leonardi G. a choisi une formulation de durcissement dans le temps comme loi de fluage du mélange d'asphalte pour analyser l'effet du processus d'atterrissage des avions sur l'orniérage d'une chaussée d'aéroport (Leonardi, 2015). Wang Y. et al. ont développé un modèle de chaussée pour examiner l'application de la charge de la roue sur la chaussée. Ils ont évaluer l'influences de divers paramètres du camion tels que le jeu de roues, le jeu d'essieux, la vitesse de déplacement du véhicule et la pression des pneus sur l'orniérage (Wang et al., 2017). Ahmed Alkaissi Z. et al. ont étudié l'effet des propriétés des matériaux locaux de la couche de base et de la couche de fondation sur l'orniérage d'une chaussée souple sous l'effet d'une charge de trafic répétée (Ahmed Alkaissi & Mawla Al-Badran, 2018). Asim M. et al. ont évalué la profondeur de l'ornière dans différentes conditions de température, de charge et de propriétés de matériaux sur une section de chaussée souple (Asim et al., 2021). Liu Z. et al. ont proposé une méthode de correction des paramètres structurels des chaussées en asphalte semi-rigide. Leur approche intègre des simulations numériques, des essais en laboratoire et des essais de chaussée accélérés (APT). Dans leur étude, ils ont réalisé des analyses dynamiques du module et des essais de fluage en compression statique uniaxiale afin d'explorer l'effet de la température et de la fatigue sur ces paramètres. Ces données ont été essentiels pour la construction d'un modèle reflétant les paramètres réels de la chaussée (Liu et al., 2022).

La durabilité d'une route est tributaire de la prise en compte du chargement réel ainsi que de l'aptitude au vieillissement des matériaux constituant sa structure lors du dimensionnement, mais aussi de la qualité des travaux de construction. La couche d'assise permet à la chaussée souple de résister mécaniquement aux charges induites par le trafic. Les graves latéritiques sont largement utilisées dans les travaux de génie civil, plus particulièrement en construction routière dans la plupart des pays de la zone intertropicale (Issiakou, 2017). Ce sont des sols complexes, résiduels ou détritiques provenant de l'altération des roches préexistantes de différente nature. Certaines classes de sols latéritiques sont utilisées en corps de chaussées (couches de base et couches de fondation), en appliquant des règles qui ont été définies par pays, à partir de règles générales d'aptitude des sols au compactage (Bohi, 2010).

Les réserves de sols latéritiques disponibles au Bénin en 2018 sont estimées à 10 410 949 m3 (Gbaguidi et al., 2018). En fonction des localités, les gisements latéritiques présentent des caractéristiques physiques et mécaniques spécifiques. Ces caractéristiques ne répondent toujours pas aux exigences des routes à trafic élevé. Le traitement aux liants hydrauliques est depuis longtemps une solution idéale pour les améliorer. En effet, les matériaux latéritiques peuvent être rendus aptes à être utilisés en couche de base par un traitement à la chaux ou au ciment. Avec un dosage faible, ils sont dits améliorés et ont un comportement souple. Avec un dosage plus élevé, ils sont dits stabilisés et présentent une rigidité appréciable et une faible déformabilité (CEBTP, 1984). Récemment, l'AIPCR-AGEPAR a précisé la valeur seuil de 3% pour distinguer l'amélioration du traitement (AIPCR & AGEPAR, 2019).

A titre d'exemple, l'aménagement et le bitumage en 2009 de la route de Bopa-Bénin (figure 2), a nécessité 300 000 m^3 de mouvement de terre pour les terrassements généraux. La réalisation de la couche de fondation a demandé 150 000 m3, tandis que la couche base en grave latéritique stabilisée avec 4% de ciment, traitée au pulvimixer, a nécessité 70 000 m^3 de latérite et 6 500 tonnes de ciment

(SBF-BTP, 2009). En 2022, il est constaté un orniérage important, qui est l'une des principales dégradations structurelles observées sur les chaussées (figure 3). Au Bénin, les effets thermiques avec des températures pouvant avoisiner 50°C et les charges excessives sur le réseau routier sont les principales causes de pathologie.

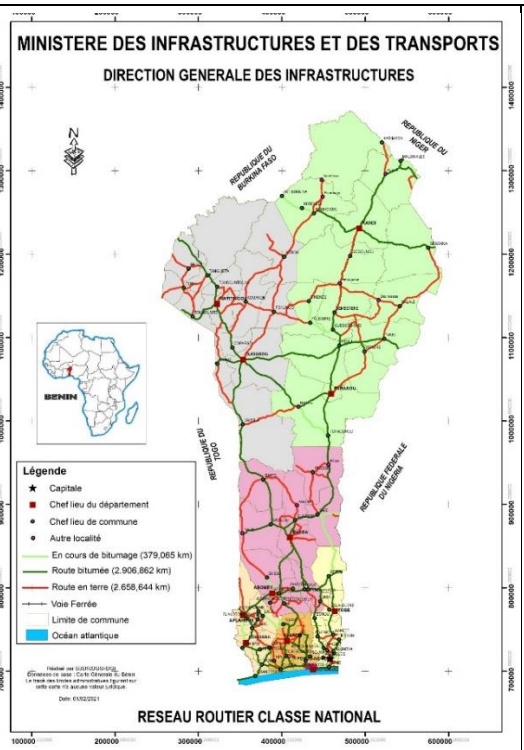


FIGURE 1. Réseau routier du Bénin



FIGURE 2. Bitumage de l'axe Bopa, Bénin (SBF-BTP, 2009)



FIGURE 3. Dégradation observée sur l'axe Bopa, Bénin (2022)

L'objectif final de notre travail est d'étudier l'évolution de la perte de rigidité des chaussées en fonction du nombre de passage ou cycles de chargement pour différentes structures de chaussées (souples, semi-rigides, bitumineuses épaisses…) utilisées sur le réseau routier au Bénin. L'estimation du réseau de chaussées souples est de l'ordre de 53%. Il s'agira de considérer plusieurs lois de comportement pour les différentes couches de la chaussée ; la couche de roulement et le corps de chaussée avec une couche de base éventuellement améliorées pour intégrer les effets de température et de surcharges, à l'origine des pathologies.

Dans cette première étude, une comparaison des résultats obtenus à l'aide des logiciels Alizé-Lcpc et Abaqus, qui reposent sur des approches de calcul différentes sera réalisée avec les mêmes hypothèses sur le comportement des matériaux isotropes et élastique linéaire. Par la suite, seul le logiciel Abaqus sera utilisé pour traiter l'aspect cyclique.

II. HYPOTHESES DE CALCUL

Dans un premier temps, il s'agit de déterminer la déflexion de la structure de chaussée à partir du logiciel Alizé-Lcpc qui met en œuvre la solution semi-analytique développée par Donald M. Burmister. La solution de calcul des déplacements et sollicitations internes est celle des structures

multicouches semi-infinies à comportement élastique, linéaire et isotrope, créés par une charge verticale, statique et uniforme, appliquée sur un disque circulaire à la surface du modèle (Burmister, 1943). A cet effet, seules les épaisseurs des couches supérieures sont introduites, l'épaisseur de la couche inférieure (épaisseur plateforme support) est considérée semi-finie. Les autres dimensions en plan (longueur et largeur) sont considérées aussi infinies. Les caractéristiques (Module de Young E et Coefficient de poisson ν) des matériaux, indiquées dans le tableau 1, sont introduites dans le logiciel. Le chargement est celui d'un essieu jumelé chargé à 130 kN, représentant l'essieu de référence pour le dimensionnement des chaussées dans plusieurs pays. La structure étant une structure souple, les interfaces entre toutes les couches sont de type collé.

Dans un second temps, une détermination de la déflexion de la structure de chaussée est réalisée avec le logiciel Abaqus qui est un logiciel d'élément finis. Pour cette simulation, les dimensions de toutes les couches et les caractéristiques (Module de Young E et Coefficient de poisson ν) des matériaux sont renseignées (tableau 1). Le chargement est le même comme celui décrit pour Alizé-Lcpc. L'analyse par éléments finis s'est adaptée à l'application de problèmes de chaussée complexes car elle permet la prise en compte du chargement réel. La géométrie du modèle d'éléments finis tridimensionnels (3D) a été construit en Abaqus (6.14-5). La géométrie, le maillage, les conditions aux limites et les interactions sont décrits au point *B.*

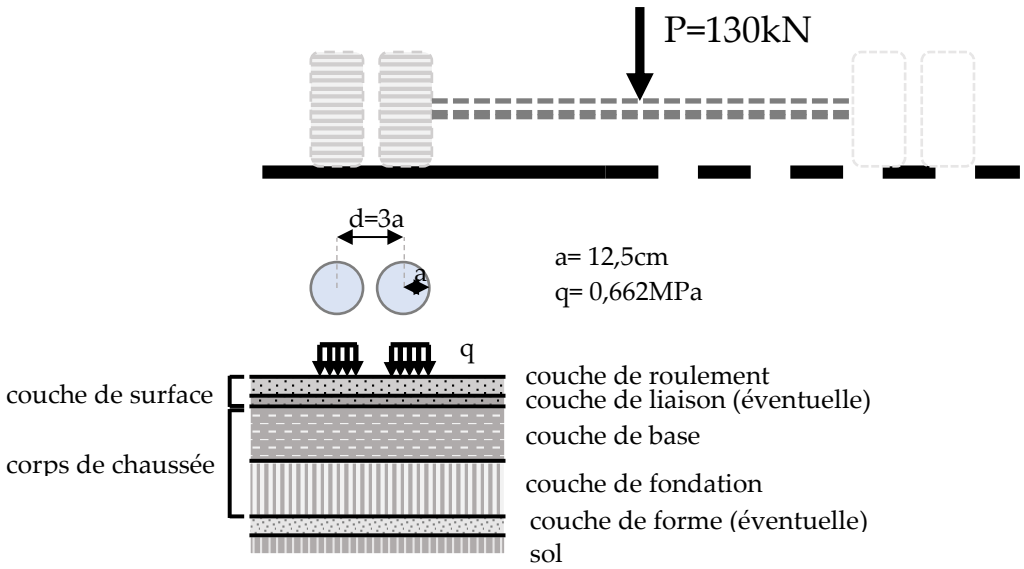


FIGURE 4. Massif de sol multicouche et charge de référence (LCPC, 2010)

A. Propriétés des matériaux constitutifs de la chaussée étudiée

La plateforme est de classe de portance des sols S4 (CEBTP, 1984). Les épaisseurs optimisées de la structure de chaussée pour le trafic T3 issues du guide pratique de dimensionnement des chaussées souples en pays tropicaux sont adoptées. Le tableau 1 synthétise les propriétés des matériaux ainsi que le modèle de la structure. Le Béton Bitumineux à 30°C a pour module de Young E=1300 MPa.

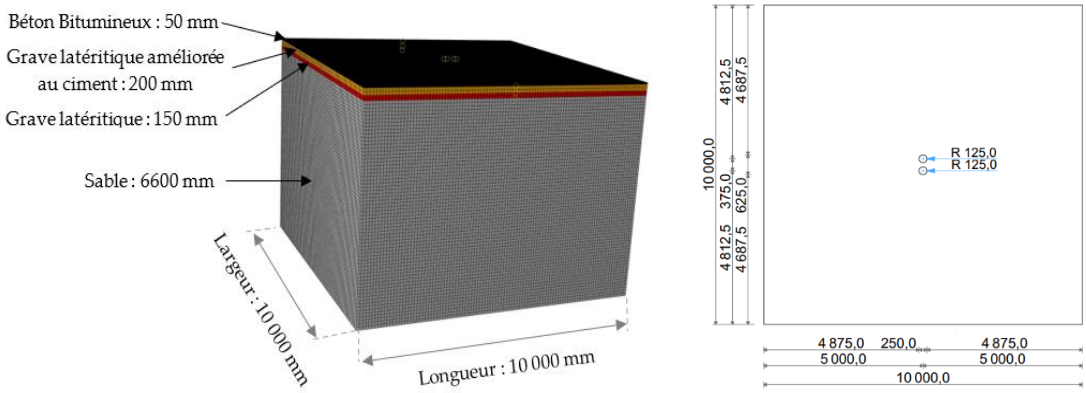
TABLEAU 1. Modèle de structure

Couches		*Matériaux*	*Epaisseurs (cm)*	*Coefficient de Poisson*	*Module de Young (MPa)*
Couche de roulement		Béton Bitumineux (BB)	h_i	0,35	1300
Assise	Couche de base	Grave Latéritique Améliorée au Ciment (GLAC)	20	0,25	1395
	Couche de Fondation	Grave Latéritique (GL)	15	0,35	320
Plate – forme (PF) / Sol support		Sable	660	0,35	95

B. Détails du modèle étudié par éléments finis

1. Géométrie du modèle et conditions aux limites

La longueur, la largeur et l'épaisseur de toutes les couches sont définies sur la figure 5. Il faut considérer à minima ces dimensions, pour se rapprocher de l'hypothèse de milieu semi-infini dans la méthode analytique. Les conditions aux limites n'ont pas une influence significative sur la prédiction de la réponse du modèle, la surface inférieure du sol support est supposée encastrée et les côtés des couches sont supposés libres, ce qui signifie que les nœuds au fond de la plateforme ne peuvent pas se déplacer horizontalement ni verticalement (Van Cauwelaert, 1984). Aucune contrainte géostatique est ici considérée.



a. Géométrie et maillage de toutes les couches **b. vue en plan et localisation des deux essieux**

FIGURE 5. Géométrie, maillage de toutes les couches et chargement de la chaussée

2. Types d'éléments finis et maillage

Toutes les parties sont modélisées à l'aide de l'élément de brique tridimensionnel continuum à 8 nœuds (C3D8R) avec intégration numérique d'ordre réduit disponible dans Abaqus (6.14-5). Cet élément a la capacité de représenter les grandes déformations, les non-linéarités géométriques et matérielles. Toutes les couches sont simulées avec la même forme pour préserver la continuité des nœuds entre les couches consécutives. La figure 5 a. montre le modèle de maillage de toutes les couches.

3. Interaction entre les couches

Les interfaces entre les couches de la structure sont toutes collées car la structure considérée est souple. La méthode de discrétisation utilisée dans le logiciel est « surface à surface » et de type Tie.

4. Charge appliquée

La charge de la roue jumelée appliquée dans Abaqus est de 65 kN représentant un demi-essieu jumelé et est répartie uniformément sur deux disques de rayon 125 mm et de surface totale 98174,77 mm². La pression de contact uniforme résultante est de 0,662 MPa, ce chargement est celui d'un essieu standard français (figure 5 b).

III. RESULTATS

A. Résultat de simulation de la déflexion avec Alizé Lcpc

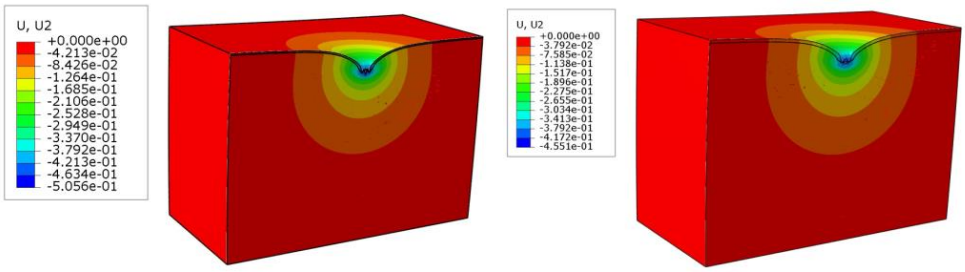
Les résultats obtenus avec Alizé indique une déflexion initiale et un rayon de courbure spécifiques pour chacune des épaisseurs de la couche roulement. Pour la couche de roulement 50 mm, la déflexion initiale est de 49,6 mm/100 avec un rayon de courbure 258,3 m. Pour la couche de roulement 100 mm déflexion initiale est de 44,1 mm/100 avec un rayon de courbure de 287,3 m. Le tableau 2 renseigne sur ces valeurs.

TABLEAU 2. Calcul de la déflexion avec Alizé pour la couche de roulement d'épaisseur 100 mm

Couche de roulement (mm)	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)	Déflexion (mm/100)	Rayon de courbure (m)
50	0,000	34,1	0,184	63,4	0,658	49,6	258,3
	0,050	43,8	0,261	227,3	0,612		
	0,050	43,8	0,229	324,7	0,612		
	0,250	-203,1	-0,305	169,7	0,104		
	0,250	-203,1	-0,035	375,8	0,104		
	0,400	-234,6	-0,078	312,6	0,051		
	0,400	-234,6	-0,004	549,2	0,051		
100	0,000	9,3	0,115	103,7	0,659	44,1	287,3
	0,100	-28,9	0,133	261,0	0,484		
	0,100	-28,9	0,091	307,1	0,484		
	0,300	-169,5	-0,259	134,7	0,077		
	0,300	-169,5	-0,033	293,5	0,077		
	0,450	-189,2	-0,064	257,2	0,041		
	0,450	-189,2	-0,003	448,6	0,041		

B. Résultat de simulation avec Abaqus

Sous l'effet du chargement uniformément réparti sous les deux disques, représentant la surface de contact des essieux, le champ de déplacement associé se développe de manière quasi sphérique jusqu'à environ 3 m de profondeur. Toutefois, l'effet de chaque essui est perceptible en surface (figure 6).



a. Couche de roulement 50mm **b. couche de roulement 100mm**

FIGURE 6. Visualisation du champ de déplacement (mm) dans le corps de chaussée avec Abaqus

L'examen plus détaillé de la surface montre un déplacement maximal de 0,506 mm obtenu avec la couche de roulement 50 mm et 0,455 mm pour celui de la couche de roulement 100 mm sous chaque essieu (figure 7a.). Le déplacement entre les essieux est moins important, respectivement 0,435 mm pour la couche de roulement 50 mm et 0,392 mm pour la couche de roulement 100 mm (figure 7b.).

a. b.

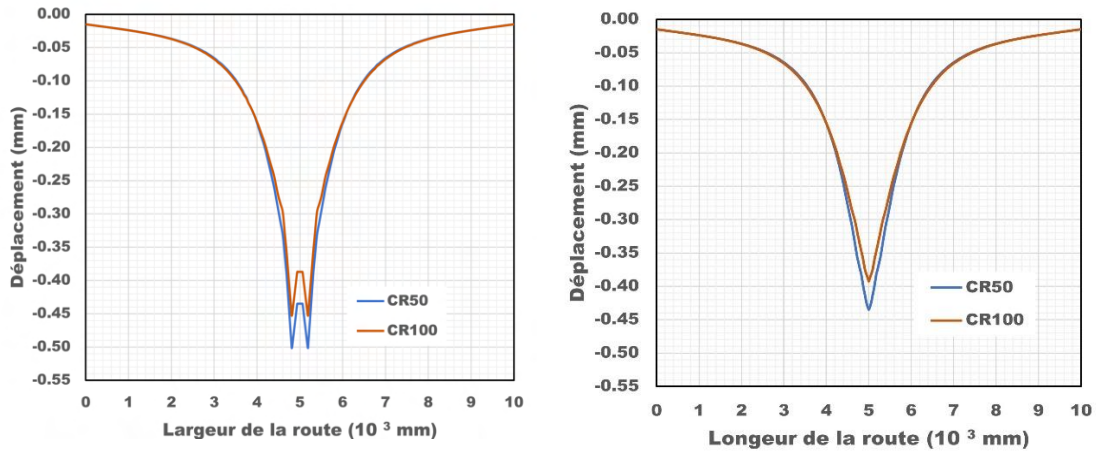


FIGURE 7. Profil transversal du déplacement vertical en surface (largeur : perpendiculaire à l'axe de la route et longueur : parallèle à l'axe de la route) avec Abaqus

La déformation verticale en surface indique une dilatation autour des essieux et une forte contraction sous les essieux. La valeur maximale en contraction pour la couche de roulement de 50 mm est de $4{,}356.10^{-04}$ et de $3{,}567.10^{-04}$ pour la couche de roulement de 100 mm (figure 8).

L'effet du chargement uniformément réparti se développe de manière sphérique. La variation de contrainte verticale maximale en surface générée sous chaque essieu est de 0,617 MPa pour la couche de roulement 50 mm et de 0,527 MPa pour la couche de roulement 100 mm (figure 9).

La variation de contrainte verticale maximale en surface entre essieu est plus faible, 0,105 MPa pour la couche de roulement 50mm et de 0,114 MPa pour la couche de roulement 100 mm (figure 9).

L'analyse de la variation de contrainte verticale au centre de disque et en profondeur montre que les courbes obtenues avec les deux outils se concordent parfaitement. Les courbes obtenues avec le logiciel Abaqus renseignent sur la diffusion de contrainte verticale générée par la charge avec la profondeur, notamment dans la plate-forme support (figure 10).

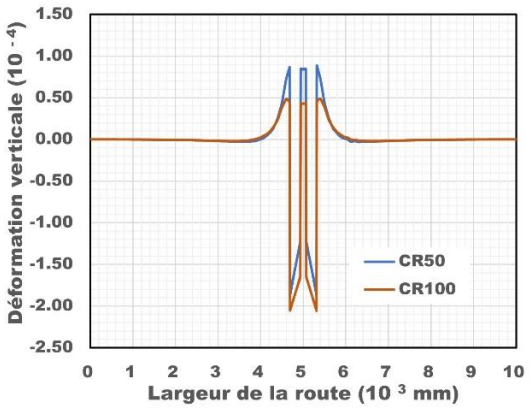


FIGURE 8. **Profil transversal de la déformation verticale en surface avec Abaqus**

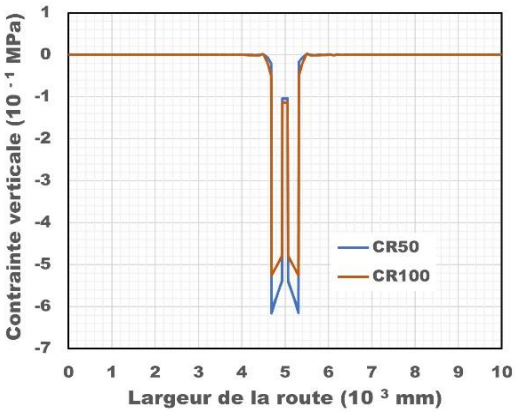


FIGURE 9. **Profil transversal de la contrainte verticale en surface avec Abaqus**

A l'interface entre la couche de roulement et la couche de base, la contrainte verticale est de 0,612 MPa ; entre la couche de base et la couche de fondation, elle de 0,104 MPa et entre la couche de fondation et la plate-forme support, elle de 0,051 MPa pour la couche de roulement 50 mm (figure 10a). Pour une couche de roulement 100 mm, les valeurs respectives sont de 0,659 MPa, 0,077 MPa et de 0,041 MPa (figure 10b). Compte tenu du maillage dans Abaqus les valeurs de la contrainte verticale générée par la charge en surface ne correspondent pas aux valeurs d'entrée par conséquent d'Alizé. Le logiciel Alizé ne permet pas d'obtenir la diffusion de la variation de contrainte verticale dans la plate-forme support. Les valeurs de contrainte verticale sous l'effet de la charge tendent vers zéro à partir d'une profondeur de 3 m (figure 10).

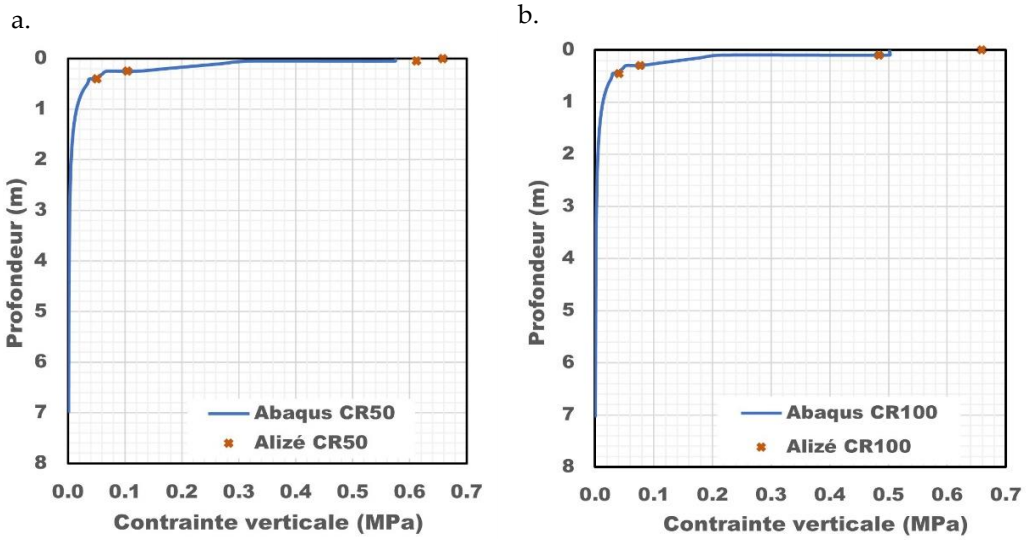


FIGURE 10. **Diffusion de l'effet de la surcharge en fonction profondeur**

C. Comparaison des déflexions et du rayon de courbure entre les deux méthodes

Le tableau 3 résume les résultats des déflexions des simulations du modèle de la structure obtenues avec les deux logiciels. Il en ressort que l'écart entre les valeurs de déflexion des deux outils est de

l'ordre d'un centième de millimètre (1/100 mm). Ce qui a une influence d'environ 20 m d'écart sur les valeurs du rayon de courbure. Les différences relatives sur les valeurs de déflexion sont de 2,02% pour la couche de roulement 50 mm et de 3,17% pour la couche de roulement 100 mm. Par contre les différences relatives entre les rayons de courbure sont de 7,90% pour la couche de roulement 50 mm et de 8,04% pour la couche de roulement 100 mm. La variation de l'épaisseur de la structure de chaussée a permis de constater que lorsque l'épaisseur de la couche augmente, la déflexion diminue approximativement du même ordre de grandeur.

TABLEAU 3. Récapitulatif des valeurs de déflexion maximale et du rayon de courbure

Structure		Alizé au centre du jumelage	Abaqus au centre du jumelage	Abaqus sous un essieu
Déflexion (mm/100)	Couche de roulement 50mm	49,6	43,5	50,6
	Couche de roulement 100mm	44,1	39,2	45,5
Rayon de courbure (m)	Couche de roulement 50mm	258,3	297,7	237,9
	Couche de roulement 100mm	287,3	331,4	264,2

IV. CONCLUSION

Les structures des chaussées souples avec une couche de roulement en Béton Bitumineux (BB) et une couche de base améliorée, qui sont majoritairement utilisées au Bénin, présentent des pathologies sous l'effet d'un fort trafic Ti > T3.

Ce travail a permis de comparer les valeurs de déflexion et de rayon de courbure obtenues avec les logiciels Alizé et Abaqus, en considérant les mêmes hypothèses relatives au comportement des matériaux. Deux épaisseurs de la couche de roulement en matériaux bitumineux ont été pris en compte dans cette analyse. L'écart entre les grandeurs reste faible quelle que soit la configuration.

Par ailleurs, pour se rapprocher de l'hypothèse semi-infini considéré dans Alizé, il faut prendre une géométrie du massif a minima de 10 m x 10 m, ce qui s'éloigne de la géométrie d'une route.

Les résultats fournis par Abaqus permettent d'établir des profils transversaux des déplacements de surface et en profondeur. L'effet de la surcharge, qui augmente la contrainte verticale dans le sol, se diffuse avec la profondeur. Ces résultats mettent en évidence l'intérêt d'utiliser le logiciel Abaqus qui offre plus de possibilités pour le dimensionnement. Il permettra de considérer les caractéristiques dégradées des matériaux en fonction du nombre de cycle de chargement.

REFERENCES

Ahmed Alkaissi, Z., & Mawla Al-Badran, Y. (2018). Finite element modeling of rutting for flexible pavement. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, *2018*(03), 01-13. https://doi.org/10.31272/jeasd.2018.3.1

AIPCR, & AGEPAR. (2019). Revue du guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. *Groupe d'étude régional actualisation des règles techniques de conception des chaussées dans les pays tropicaux*.

Asim, M., Ahmad, M., Alam, M., Ullah, S., Iqbal, M. J., & Ali, S. (2021). Prediction of rutting in flexible pavements using finite element method. *Civil Engineering Journal*, *7*(8), 1310-1326. https://doi.org/10.28991/cej-2021-03091727

BéninRévélé. (2021). Programme d'Actions du Gouvernement (2021 – 2026). *Présidence de la République du Bénin*. www.beninrevele.bj

Bohi, Z. P. B. (2010). Caractérisation des sols latéritiques utilisés en construction routière : Cas de la région de l'Agneby (Côté d'Ivoire). 144.

Burmister, M. D. (1943). The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways.

CEBTP. (1984). Guide pratique—Dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. *République Française - Ministère des relations extérieure coopération et développement*.

Gbaguidi, V., Kiki, Y., Zevounou, C., Vedogbeton, N., & Zankpe, M. (2018). Identification of the strata of lateritic soils and alterites in Benin. *International Journal of Advanced Research*, *6*(9), 282-293. https://doi.org/10.21474/IJAR01/7673

Issiakou, M. S. (2017). Caractérisation et valorisation des matériaux latéritiques utilisés en construction routière au Niger.

LCPC. (2010). Manuel d'utilisation du logiciel ALIZÉ-LCPC version 1.3. www.itech-soft.com

Leonardi, G. (2015). Finite element analysis for airfield asphalt pavements rutting prediction. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences*, *63*(2), 397-403. https://doi.org/10.1515/bpasts-2015-0045

Liu, Z., Gu, X., Ren, H., Wang, X., & Dong, Q. (2022). Three-dimensional finite element analysis for structural parameters of asphalt pavement: A combined laboratory and field accelerated testing approach. *Case Studies in Construction Materials*, *17*, e01221. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01221

SBF-BTP. (2009). Aménagement et bitumage d'une route au Bénin. *SBF Société Bouzguenda Frères groupe sbf Tunisie*. http://www.sbf.com.tn/project/amenagement-bitumage-route-benin/

Van Cauwelaert, F. (1984). Contraintes et déplacements dans un massif semi-infini isotrope ou à isotropie transverse soumis à des charges rectangulaires souples et rigides en surface solution générale en coordonnées cartésiennes. *Revue Française de Géotechnique*, *28*, 7-25. https://doi.org/10.1051/geotech/1984028007

Wang, Y., Lu, Y. J., Si, C. D., & Sun, T. C. (2017). Finite element analysis for rutting prediction of asphalt concrete pavement under moving wheel load. *International Journal of Simulation Modelling*, *16*(2), 229-240. https://doi.org/10.2507/IJSIMM16(2)4.374

Prédiction des performances acoustiques de cloisons de différentes configurations à l'aide du logiciel INSUL

Ali Boulemaredj[1], Berredjem Layachi[2*], Saifi Amel[3] et Lakhal Ridha[4]

[1] *Département d'Architecture, Faculté des Sciences de la Terre, Université Badji Mokhtar – Annaba, LGCH - Guelma, Algérie.* ali.boulemaredj@gmail.com

[2*] *Département d'Architecture, Faculté des Sciences de la Terre, LMGE, Université Badji Mokhtar – Annaba, Algérie.* berredjem2423@gmail.com

[3] *Département d'Architecture, Faculté des Sciences et Technologies, Université 8 mai 1945 – Guelma, LGCH - Guelma, Algérie.*

[4] *Département d'Architecture, Faculté des Sciences de la Terre, LMGE, Université Badji Mokhtar – Annaba, Algérie.* rida182002@hotmail.com

RESUME : Le bruit auditif, résultant de la convergence de divers sons, a des effets négatifs sur la santé et le bien-être. Il perturbe l'ouïe, altère le bien-être des occupants, et a des répercussions sur leur santé psychologique, physiologique, voire physique. Les structures plus anciennes, moins efficaces pour atténuer le bruit, peuvent causer des problèmes de construction. Ainsi, les travaux de rénovation sont nécessaires pour instaurer le confort acoustique requis. Il est crucial de considérer l'isolation acoustique dès les premières phases de la construction, en respectant les normes légales. Cela implique l'utilisation de matériaux isolants et de systèmes de construction spécifiques pour minimiser la transmission des bruits directs et indirects. Pour améliorer l'isolation acoustique contre les bruits extérieurs, il est important de se concentrer sur les matériaux isolants intégrés dans la construction des cloisons.

Cette étude dévoile les résultats de la prédiction de la performance acoustique pour des cloisons de différentes configurations, en utilisant le logiciel de prédiction de l'isolation acoustique "INSUL : Sound insulation prediction software".

L'objectif principal de cette étude est de démontrer l'utilité de ce logiciel pour les ingénieurs, les maîtres d'œuvre et les maîtres d'ouvrage dans la prédiction des niveaux de perte de transmission acoustique des matériaux de construction les plus utilisés.

Mots-clefs : INSUL , Isolation acoustique , Bruit , Cloisons de séparation.

I. INTRODUCTION

La réduction de la pollution sonore est une priorité essentielle d'un point de vue socio-économique et sanitaire, car un niveau de bruit trop élevé, c'est-à-dire supérieur à 65 décibels (dB), peut entraîner une multitude d'effets physiologiques et psychologiques néfastes pour la santé, et a fait l'objet de nombreuses études cliniques sur les effets dangereux du bruit sur la santé, dans lesquelles tous les chercheurs et épidémiologistes s'accordent sur l'importance de s'attaquer au problème de la lutte contre le bruit. L'exposition au bruit peut avoir des effets négatifs sur la santé humaine, notamment le stress et la colère, un sommeil de mauvaise qualité, des troubles auditifs, l'irritation, une baisse des performances énergétiques et des problèmes cardiovasculaires (World Health Organization, 18, G. Bluhm and al., 11, K. V. Weyde, and al., 17, A. Muzet, 07). Il est recommandé de commencer par réduire le bruit à sa source et d'en limiter la propagation à l'aide de diverses solutions directes et indirectes, ainsi que d'accroître la sensibilisation de la société par des campagnes éducatives et des sondages d'opinion, alors que l'objectif principal de ces mesures était de tenter de limiter l'émission de bruit et d'atténuer les niveaux de bruit jusqu'aux seuils conseillés pour le confort auditif à l'intérieur et à l'extérieur des bâtiments. En conséquence, de nombreux gouvernements dans le monde, principalement dans la région européenne, ont élaboré des classifications, des réglementations et des normes de construction pour traiter ce problème ; certaines limites sont obligatoires, tandis que d'autres sont facultatives (M. Caniato and al., 13, E. Papadimitriou, and al., 20, E. Nannipieri, and al. 12).
La prise en compte et l'atténuation des niveaux de bruit extérieur auront sans aucun doute un impact positif sur l'environnement intérieur. Par exemple, si nous examinons les niveaux élevés de bruit extérieur à l'intérieur de pièces de bâtiments lourds utilisant des panneaux de façade en blocs de béton épais et non isolés, qui sont connus pour être efficaces contre le bruit aérien, nous pouvons conclure que la menuiserie extérieure et la disposition des fenêtres sont la source de la transmission du bruit dans la pièce et sont donc inefficaces d'un point de vue acoustique. De ce point de vue, l'enveloppe du bâtiment doit être acoustiquement résistante pour assurer le confort sonore intérieur souhaité par l'occupant, car tous les éléments de la façade, murs, fenêtres, prises d'air, balcons, volets roulants, raccordements et calfeutrage entre les pièces, impliquent des phénomènes acoustiques complexes qui servent à protéger un bâtiment contre les bruits aériens extérieurs. Par conséquent, les caractéristiques de la façade déterminent en premier lieu l'étendue de l'isolation acoustique.
Ainsi, les fenêtres servent de pont phonique entre l'enveloppe du bâtiment et le bruit extérieur. Elles sont également l'endroit le plus important pour l'isolation acoustique dans les murs vitrés, car leur étanchéité à l'air, la qualité du joint et l'épaisseur du vitrage sont les principaux facteurs contribuant à cette isolation (L. Hamayon, 10). Les modèles de murs de remplissage les plus connus en Algérie sont ceux constitués principalement de briques rouges creuses, appréciées pour leur adaptabilité et leur légèreté (A. Nour, and al., 21). En outre, le fait que de nombreuses régions du pays soient exposées à de graves risques sismiques donne du crédit à l'utilisation du coffrage en tunnel pour les habitations, qui présente une forte résistance aux stimuli sismiques (A. Gramez, and al., 21). Cependant, le système de construction susmentionné et le type de matériau utilisé n'offrent pas une isolation acoustique suffisante.

Dans la présente étude, à travers une méthodologie descriptive, nous avons cherché à démontrer la performance acoustique des matériaux de construction en termes d'isolation acoustique contre les bruits aériens, qui sont utilisés dans le processus de construction, en prédisant leur perte de transmission acoustique (STL) ou leur indice de réduction acoustique pondéré (Rw) à l'aide du

logiciel INSUL, afin de montrer son importance dans la prise en compte de l'aspect du confort acoustique dès les premières étapes d'un processus de construction.

II. MÉTHODOLOGIE

A. Présentation du logiciel "INSUL" :

Le logiciel de prévision de l'isolation acoustique INSUL est une création de Marshall Day Acoustics, basé à Auckland, en Nouvelle-Zélande. Un logiciel pour la prédiction de l'isolation acoustique. NAVCON Engineering est le distributeur d'INSUL pour les États-Unis, le Canada et le Mexique (Marshall Day Acoustics, 22). Le programme d'ingénierie INSUL version 9.0 est largement utilisé par les ingénieurs dans les domaines de l'architecture et de l'acoustique des salles. INSUL offre une isolation acoustique pour une gamme d'applications, y compris les habitations, les bureaux, les auditoriums, les musées et les studios haut de gamme. En outre, INSUL permet de trouver de nouveaux matériaux pour lesquels les résultats des tests sont en attente. En utilisant des caractéristiques fondamentales et mesurables, la base de données de matériaux sur mesure peut être utilisée pour évaluer les performances d'isolation acoustique de différents projets. INSUL permet également d'étudier d'autres combinaisons de matériaux bien connus utilisés dans des constructions pour lesquelles il n'existe pas de résultats d'essais en laboratoire accessibles. INSUL peut être utilisé pour évaluer rapidement de nouveaux matériaux et systèmes ou pour analyser les effets de la modification de conceptions existantes. En appliquant l'approche de la fréquence de coïncidence et la loi de masse simple, il représente des matériaux et des cloisons plus complexes. Il a fait l'objet de plusieurs révisions et est désormais un utilitaire Windows très convivial.

En outre, il a été affiné par une comparaison continue avec des essais en laboratoire afin de Fournir une précision utile pour une gamme de structures. INSUL améliorerait considérablement la capacité des consultants en acoustique et des fabricants de produits à décrire avec précision et rapidité les structures afin d'obtenir l'isolation requise contre les bruits aériens. INSUL utilise des modèles théoriques fiables, faciles à calculer et ne nécessitant que des données de construction facilement accessibles. Des calculs relativement précis de perte de transmission peuvent être effectués par le programme (TL). Indice d'affaiblissement acoustique pondéré (Rw ou STC) et isolation contre les bruits d'impact (Ln, w ou IIC). Afin de prévoir de petits échantillons, comme les fenêtres, INSUL prend en compte les implications de la taille finie. Comme tout autre outil de prévision, INSUL ne remplace pas les mesures. Néanmoins, des comparaisons approfondies avec des données d'essai démontrent qu'INSUL prévoit de manière fiable les valeurs Rw/ STC jusqu'à 3 dB et les valeurs IIC/ Ln, w jusqu'à 5 dB pour la majorité des structures.

B. Résultats du logiciel INSUL

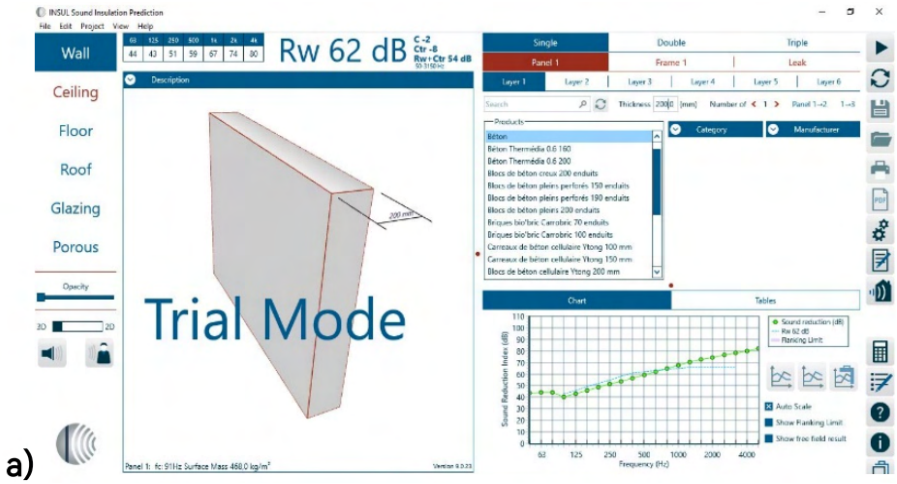
Les bruits aériens et les bruits d'impact se propagent soit directement de manière horizontale à travers les murs, soit verticalement à travers les planchers, que cela se produise entre deux logements adjacents ou entre deux pièces au sein d'un même appartement.

Ainsi, la réglementation acoustique, les constructeurs et les spécialistes de l'isolation acoustique doivent se préoccuper du problème du passage du bruit à travers les murs de séparation horizontaux dès le début d'un nouveau projet. Cela peut se faire en intégrant des matériaux isolants dans la dalle, des plafonds suspendus, ou en désolidarisant la structure pour éviter les transmissions latérales. Par ailleurs, les parties opaques de la façade d'un bâtiment, ou la partie dure que représente le mur, doivent tenir compte de trois séries de paramètres pour réduire la quantité de bruits aériens transmis entre des pièces adjacentes : la masse et la nature du matériau, la fréquence du bruit, ainsi que les transmissions latérales et parasites. Afin de démontrer l'importance du logiciel INSUL et son utilité pour prédire les niveaux de STL ou Rw des matériaux de construction, nous avons tenté de l'utiliser sur une configuration de cloisons multiples en tant qu'étude de cas.

C. Performances acoustiques des cloisons verticales contre les bruits aériens

1. Simple paroi

Un seul matériau est utilisé pour fabriquer des parois simples. Le type et la masse superficielle du matériau influencent ses performances acoustiques. L'atténuation acoustique est d'autant meilleure que le mur est épais et lourd. Dans la plupart des projets de construction algériens, les maîtres d'ouvrage ont tendance à utiliser des systèmes de portiques en béton armé, en raison de leurs caractéristiques mécaniques et de leur résistance élevée aux tremblements de terre, avec un remplissage en briques pour les murs de séparation. Dans l'exemple ci-dessous, nous avons choisi un mur homogène en béton armé de 200 mm et 300 mm d'épaisseur, avec un indice d'affaiblissement acoustique Rw de 62 dB et Rw de 68 dB, respectivement (figure 1a. 1b).



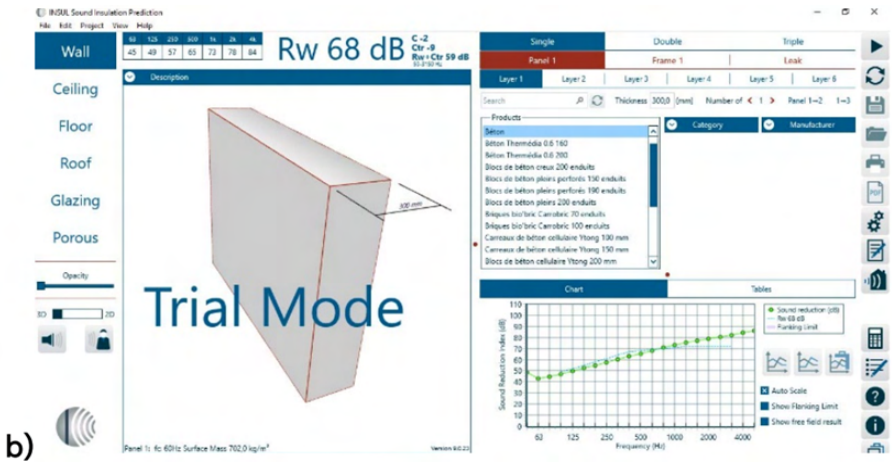


FIGURE 1. **Taux d'isolation aux bruits aériens de**:

a) Paroi simple en béton de 200 mm,

b) Paroi simple en béton de 300 mm.

2. Double paroi

Afin de prévenir et de limiter la transmission acoustique, les doubles parois sont principalement composées de deux couches de matériaux séparées par une couche d'air ou un matériau isolant. Cela permet à la première paroi de fonctionner comme une masse, en réfléchissant une partie de l'onde sonore. L'onde sonore se déplace ensuite vers la cavité centrale, où l'isolant l'amortit et en absorbe la plus grande partie. De là, elle se déplace vers les deux autres murs, où elle est réfléchie et atténuée dans la pièce voisine. Il est conseillé d'utiliser un matériau d'isolation acoustique souple, fibreux et de forte épaisseur pour les doubles parois afin d'obtenir un indice de réduction sonore élevé. En outre, la masse et la nature des murs par unité de surface doivent être prises en considération. Dans les exemples suivants, nous avons mis en évidence des propositions d'agencement de murs techniques utilisant différents matériaux isolants. Dans la première configuration, nous avons deux murs en briques de 15 cm et 10 cm d'épaisseur. Le mur intérieur est recouvert d'une plaque de liège de 15 cm, ce qui donne une valeur Rw de 66 dB (figure 2a). La deuxième recommandation consiste en un mur composé de deux murs en briques de 15 cm et 10 cm à l'extérieur et à l'intérieur, avec 5 cm d'isolation en laine de verre semi-rigide sans collage entre les deux parements.

Cette composition a donné un indice Rw de 80 dB (figure 2b). La troisième recommandation est une solution technique moins courante dans le domaine de l'isolation acoustique, car elle entre dans la catégorie des murs triples. Elle consiste en cinq couches représentées par deux murs en briques de 15 et 10 cm d'épaisseur, avec une lame d'air centrale, 10 cm d'isolation en laine de verre et un mur en béton de 10 cm. Cette composition de mur offre un indice d'atténuation très élevé de Rw = 94 dB (figure 2c). Les inconvénients possibles de cette solution sont le coût élevé des matériaux et l'épaisseur finale du mur de 50 cm, qui évoquent les structures classiques en pierre de taille construites selon les principes de la loi de masse.

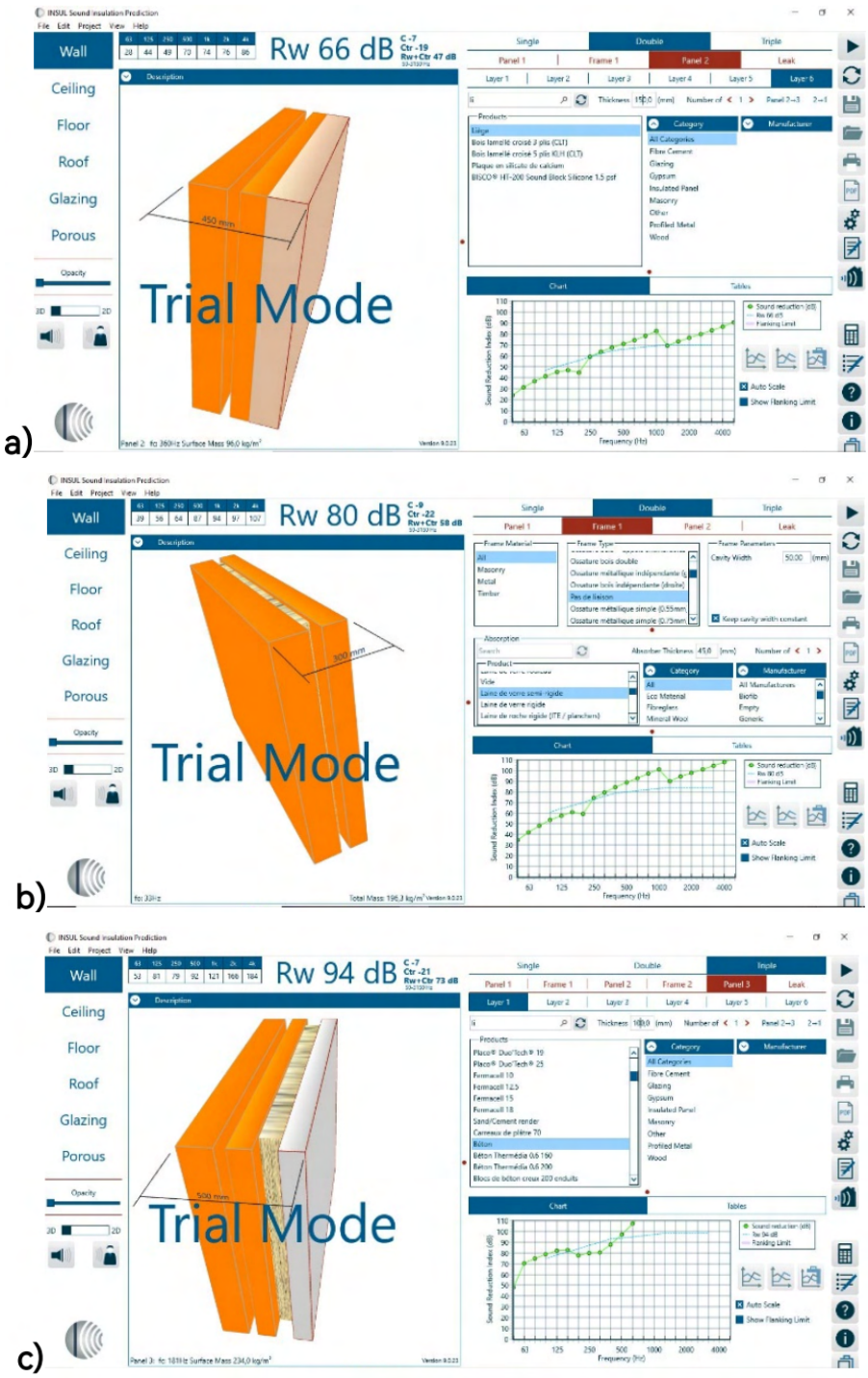


FIGURE 2. **Taux d'isolation aux bruits aériens de :**

a) Double mur de briques + 15 cm de plaque de liège,

b) Double mur de briques + 5 cm de laine de verre intérieure,

c) Double mur de briques + 10cm de laine de verre + 10cm de panneau de béton.

D. Performances acoustiques des cloisons horizontales contre les bruits d'impact

1. Plancher simple

Dans le premier exemple appliqué dans le logiciel INSUL, nous avons choisi un plancher en béton de 20 cm, conformément aux tendances de la construction en Algérie, où les propriétaires de bâtiments, en fonction du type de projet à réaliser (résidentiel, bureau, ERP, hôpital) choisissent d'utiliser un système de construction à ossature tunnel où les dalles et les planchers sont entièrement réalisés en béton armé ordinaire. Le résultat final indique qu'un plancher en béton donne un indice de réduction du bruit d'impact Ln, w de 71 dB (figure 3).

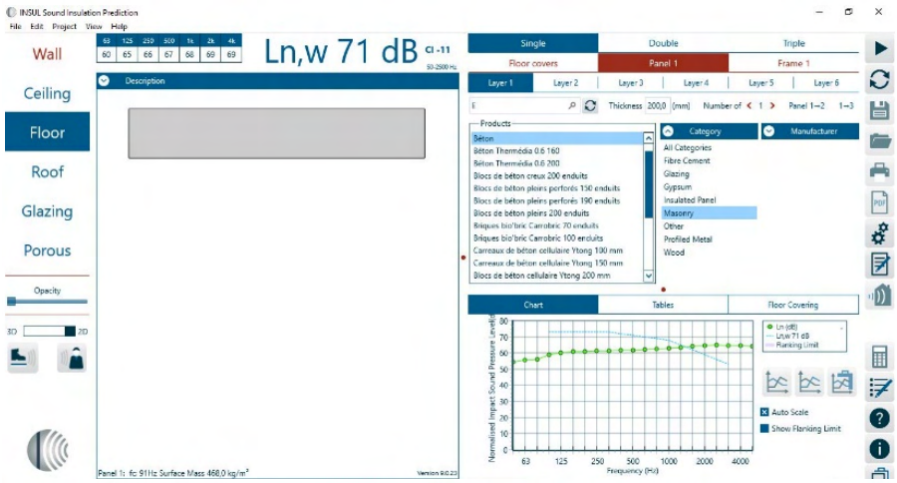


FIGURE 1. Taux d'isolation acoustique d'un sol en béton de 20 cm d'épaisseur.

2. Plancher mixte

D'autres options technologiques incluent l'utilisation d'un faux plafond suspendu ou d'un plancher multicouche pour améliorer les propriétés acoustiques des planchers en ce qui concerne les bruits d'impact. Dans le premier exemple, un plancher composé de 20 cm de béton, 10 cm de laine de verre semi-rigide et 10 cm de placoplâtre a été utilisé. Il en résulte un indice Ln,w plutôt faible et modeste de 46 dB (figure 4a). Pour l'exemple suivant, nous avons choisi de créer une cavité entre les deux murs en éliminant l'isolation en laine de verre semi-rigide, en suivant l'amélioration de l'indice d'atténuation des bruits d'impact en fonction de la réduction de l'épaisseur de cette cavité de 20 cm, 10 cm et 5 cm, respectivement. Les valeurs Ln,w obtenues sont de 55 dB (figure 4b), 59 dB (figure 4c) et 64 dB (figure 4d).

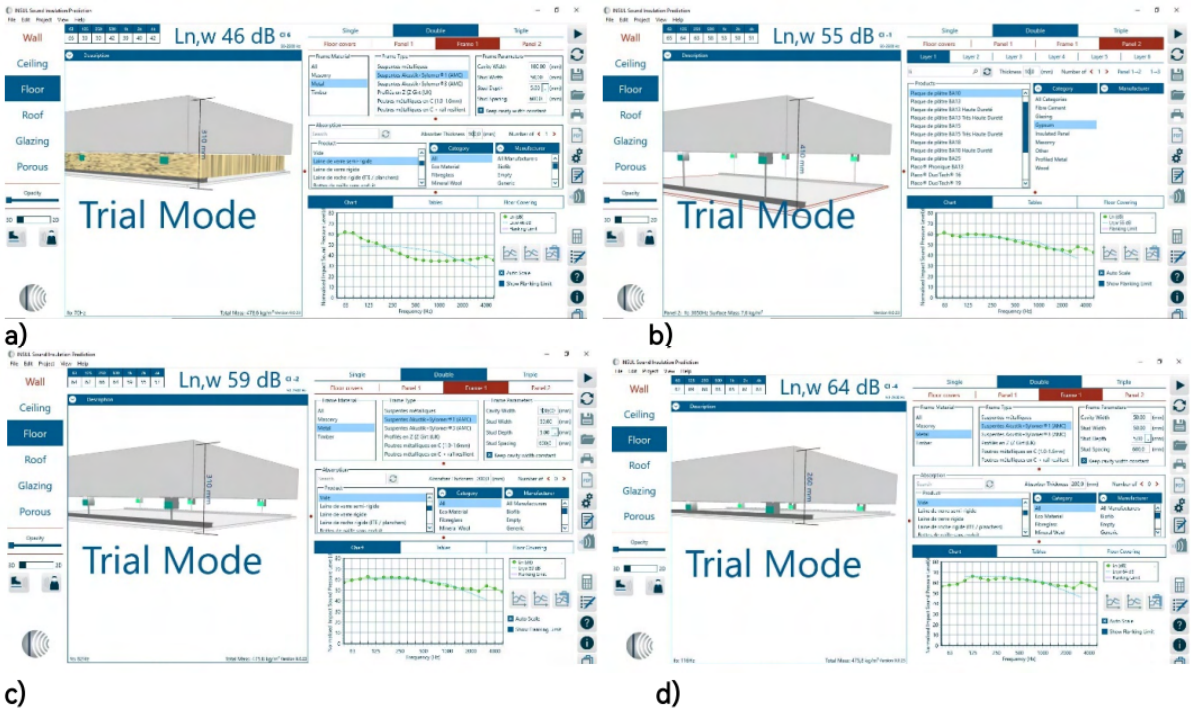


FIGURE 4. Taux d'isolation acoustique aux chocs de :

d) Plancher en béton de 20 cm + laine de verre de 10 cm + plaque de plâtre de 20 cm ;
e) Plancher en béton de 20 cm + cavité d'air de 20 cm + plaque de plâtre ;
f) Plancher en béton de 20 cm + cavité d'air de 10 cm + plaque de plâtre ;
g) Plancher en béton de 20 cm + cavité d'air de 5 cm + plaque de plâtre.

La réglementation nationale sur le bruit a fixé différents seuils dans ses textes inclus dans de multiples décrets et décisions exécutives, en fonction de l'origine du bruit et du type de la pièce de réception, en particulier dans les bâtiments résidentiels anciens, cependant, ces niveaux de bruit semblent ne pas pouvoir être atteints ou respectés surtout, à moins que les maîtres d'œuvre, les architectes ou les ingénieurs responsables du processus de construction n'aient pris en considération l'aspect sonore dès les premières étapes du projet, en utilisant des matériaux isolants valables et efficaces pour garantir une performance acoustique acceptable. Pour atteindre cet objectif, le logiciel INSUL peut servir aux ingénieurs d'outil avant la phase d'exécution, lorsqu'il s'agit d'un nouveau projet ou d'une opération de rénovation, afin de prédire les taux d'isolation des matériaux de construction avec différentes configurations, pour les cloisons verticales ou horizontales. En outre, cette étude peut être considérée comme pionnière dans ce domaine à l'échelle nationale et comme une ligne directrice à suivre pour d'autres chercheurs. Néanmoins, certaines des limites de cette étude sont liées au logiciel lui-même, principalement en ce qui concerne l'acquisition d'une licence complète et la capacité de modéliser un panneau de façade complet (mur, fenêtres, portes) afin d'obtenir des résultats parfaitement précis.

CONCLUSION

De nombreuses solutions techniques et technologiques peuvent être appliquées pour résoudre le problème du bruit dans l'environnement intérieur, en particulier dans les bâtiments résidentiels,

qui sont principalement conçus comme des lieux paisibles et sûrs pour les habitants, qui aspirent à un confort sonore agréable. Dans cette étude, le logiciel INSUL a été utilisé pour prédire les niveaux d'isolation acoustique des cloisons verticales et horizontales contre les bruits aériens et les bruits d'impact. Il s'est également avéré être un outil pratique à utiliser avant le processus de construction du bâtiment, grâce à la base de données des matériaux des murs, des vitrages, des sols et des plafonds, qui ont été principalement testés dans des conditions de laboratoire. Il offre la possibilité de présenter les résultats prévus d'une éventuelle opération de rénovation acoustique, le cas échéant, ou de la construction d'un nouveau projet, en termes de prévisualisation en 3D des éléments modélisés et de graphiques et diagrammes en 2D, conformément aux normes internationales conventionnelles.

REFERENCES

World Health Organization "Environmental noise guidelines for the European region". (2018). Available at: https://apps.who.int/iris/bitstream/handle/10665/279952/9789289053563-eng.pdf.

G. Bluhm, & C. Eriksson (2011). "Cardiovascular effects of environmental noise: research in Sweden", Noise and Health, 13(52), pp. 212. https://www.noiseandhealth.org/text.asp?2011/13/52/212/80152

K. V. Weyde, N. H. Krog, B. Oftedal, J. Evandt, P. Magnus, S. Øverland, G. M. & Aasvang. (2017). "Nocturnal Road traffic noise exposure and children's sleep duration and sleep problems", International journal of environmental research and public health, 14(5), pp. 491. https://doi.org/10.3390/ijerph14050491

A. Muzet. (2007). "Environmental noise, sleep and health", Sleep medicine reviews, 11(2), pp. 135-142. https://doi.org/10.1016/j.smrv.2006.09.001

M. Caniato, F. Bettarello. (2013). The Impact of Acoustics and Energy Efficiency Protocols on Comfort in the Building Industry. Open J Civ Eng. 3(2):40–5. DOI:10.4236/ojce.2013.32A005

E. Papadimitriou, G. Papageorgiou, N. Alamanis, TN. Diakosavva. (2020). Road Noise Levels in Urban Environment Compared to Specification Limits. The Case of the City of Larissa, Greece. Period Polytech Civ Eng. 64(4): 964-974. https://doi.org/10.3311/PPci.14868

E. Nannipieri, S. Secchi. (2012). The Evolution of Acoustic Comfort in Italian Houses. Build Acoust. 19(2): 99–118. https://doi.org/10.1260/1351-010X.19.2.99

L. Hamayon. 2010. "L'acoustique des bâtiments", le Moniteur, Paris, France.

A. Nour, A. Benanane, & H. Varum .2021. Benefit from chained masonry walls to improve the seismic response of reinforced concrete buildings. Stavební Obzor - Civil Engineering Journal, vol. 30. https://doi.org/10.14311/CEJ.2021.02.0033 .

A. Gramez, D. Ouis, & F. Belhamel. 2021. In-situ investigation of the acoustical performance in collective social dwellings. Applied Acoustics, vol. 180: 108124. https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2021.108124

Marshall Day Acoustics. (n.d.). 2022. INSUL - Sound Insulation Prediction Software (9.0) [Computer software]. Navcon Engineering. Retrieved August 11, from https://navcon.com/www/content/insul-sound-insulation-prediction-software.

Modélisation de la connexion de cisaillement dans les structures mixtes acier-béton

L. Bassil[1,2], S. Durif[1], A. Bouchair[1], Kh. Tawil[2]

[1] *Université Clermont Auvergne, Clermont Auvergne INP, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France*

[2] *Université Libanaise, Faculté de Génie civil, Beyrouth, Liban*

RESUME Dans les structures mixtes, les connecteurs de cisaillement sont nécessaires pour assurer la collaboration mécanique entre la poutre en acier et la dalle en béton. Les connecteurs soudés à tête sont couramment utilisés. Les essais de cisaillement dits Push-out sont généralement réalisés pour déterminer la capacité de résistance, la ductilité et le mode de ruine de ces connecteurs. La présente étude s'intéresse à ce comportement en cisaillement et propose un modèle éléments finis 3D pour simuler l'essai Push-out des goujons soudés à tête. Le modèle est validé par comparaison avec des résultats d'essais existants [1]. Ce modèle permet d'obtenir les modes de ruine observés en considérant aussi bien la plastification des connecteurs que l'endommagement du béton. Le modèle validé est utilisé pour mener une étude paramétrique en faisant varier la résistance du béton et la limite d'élasticité des connecteurs pour analyser leurs effets sur le comportement des connecteurs de cisaillement conventionnels. Le modèle validé a pour objectif d'étudier et de proposer de nouvelles conceptions de connecteurs démontables permettant le démontage et le réemploi des éléments dans les structures mixtes. Or, l'intérêt des connecteurs démontables vise à développer des systèmes constructifs favorisant le réemploi des éléments de structure.

Mots-clefs : Structures mixtes, acier-béton, goujons soudés, connecteurs de cisaillement, Push-out

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

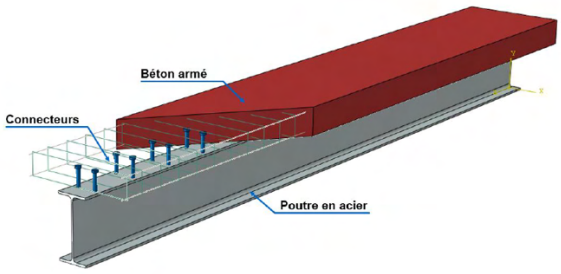


FIGURE 1. Poutre mixte acier-béton avec connecteurs soudés [2]

La construction mixte consiste à combiner deux matériaux de natures et de propriétés différentes. Dans cet article on s'intéresse aux planchers mixtes acier-béton et plus précisément au

comportement des poutres mixte acier-béton (voir FIGURE 1). Le principe de fonctionnement d'une poutre mixte acier-béton s'appuie sur l'association d'une dalle en béton avec une poutre en acier d'une manière à obtenir une collaboration mécanique entre les deux matériaux. Ainsi, en flexion positive, la dalle en béton travaille en compression et la poutre en acier travaille en traction. La solidarisation mécanique entre les deux matériaux est obtenue par des connecteurs de cisaillement, généralement constitués de goujons soudés à têtes. Ces connecteurs ont fait l'objet de plusieurs études Wu et al. [1], Viest [3], Spremic [4], Peng et al. [5] et sont actuellement couverts par l'Eurocode 4 [6] ce qui facilite leur mise en œuvre pratique de façon courante. Ces connecteurs sont faciles à installer en ateliers équipés mais restent difficilement démontables. Une grande variété de connecteurs de cisaillement a été proposée en considérant différentes formes y compris des cornières et des tiges soudées Viest [3], Slutter et Driscoll [7], Ollgaard et al. [8], Qureshi et al [9], Wu [1] , Peng [5]. Ces connecteurs ont été caractérisés par des essais push-out pour obtenir les paramètres mécaniques tels que la résistance, la rigidité et la ductilité. Les études existantes ont montré que ces connecteurs soudés à tête ont des comportements généralement ductiles. De plus, leurs résistances mécaniques et leurs modes de ruine sont couverts par les formules analytiques de l'Eurocode 4 [6], ce qui facilite leur utilisation en pratique. Les tendances actuelles qui poussent vers des réflexions sur le réemploi dans la construction ont amené les chercheurs à explorer des solutions de connecteurs démontables appuyées principalement sur les boulons Kwon [10], Rehman and Lam [11], Pavlović [12], Suwaed et Karavasilis [13], [14], Yang [15] et Kozma [16]. Les connecteurs démontables sont des solutions qui se développent de plus en plus mais restent sans référence réglementaire directe. Les approches habituelles d'études utilisées pour les connecteurs soudés sont aussi adaptées aux connecteurs démontables. Elles s'appuient principalement sur les essais push-out qui sont parfois complétés par les essais de flexion. La présente étude est focalisée sur la modélisation des essais push-out qui permettent d'obtenir les caractéristiques mécaniques principales des connecteurs. Certains chercheurs ont mené des études numériques basées sur les modèles éléments finis Cast3M [17]. Cependant, les modèles existants méritent d'être enrichis notamment dans la représentation du comportement du béton fournie par les développeurs d'ATENA [18] (Advance Tool for Engineering Nonlinear Analysis) de Cervenka Consulting, qui ont spécifiquement travaillé pour représenter au mieux l'endommagement du béton. Le choix de la présente étude s'est porté sur la simulation numérique d'un essai push-out réalisé par Wu [1]. Le modèle développé et validé par comparaison avec les résultats expérimentaux de connecteurs soudés (FIGURE 2) est une première étape avant son utilisation par la suite pour les connecteurs démontables. Le modèle élément finis (EF) est construit pour étudier tout type de connecteur en tenant compte du comportement élastique-plastique de l'acier, de l'endommagement du béton ainsi que du contact entre les différents matériaux. La construction du modèle et sa validation s'appuieront sur les résultats des connecteurs soudés. L'adaptation aux connecteurs démontables nécessitera simplement d'intégrer les jeux entre connecteur métallique et les trous de perçage du profilé métallique et de la dalle en béton. En effet, il y a de grandes similitudes entre connecteurs démontables et non-démontables au regard des matériaux mobilisés et du contact aux interfaces entre matériaux. L'étude présentée ici se concentre principalement sur la capacité du modèle à représenter les modes de ruines observés expérimentalement qui combinent la plastification du connecteur et l'endommagement du béton.



FIGURE 2. **Goujon à tête soudé**

II. ÉTUDE NUMERIQUE

Dans une poutre mixte, les connecteurs sont soumis principalement à des efforts de cisaillement ; on se contente le plus souvent d'effectuer les essais de cisaillement de type push-out. L'essai push-out est utilisé pour déterminer le comportement des connecteurs en observant principalement la résistance au cisaillement, la ductilité et le mode de ruine quel que soit le type de connecteur. Ce type d'essai est couvert par l'Eurocode 4 [6] pour les connecteurs (soudés) acier-béton mais la démarche est utilisée par les chercheurs pour d'autres connecteurs. Le principe de l'essai push-out consiste à disposer verticalement deux dalles de béton connectées à un tronçon de profilé métallique intercalé entre les deux blocs par une liaison à deux ou quatre goujons soudés sur les semelles de la poutre en acier et ancrés dans les dalles de béton. La charge est appliquée verticalement sur le dessus de la poutre en acier tandis que les deux dalles de béton sont simplement appuyées sur leurs bases. Cette charge provoquera un glissement entre la poutre en acier et les dalles en béton. Les courbes force-glissement sont utilisées pour déterminer les paramètres mécaniques principaux des connecteurs (rigidité, résistance et ductilité).

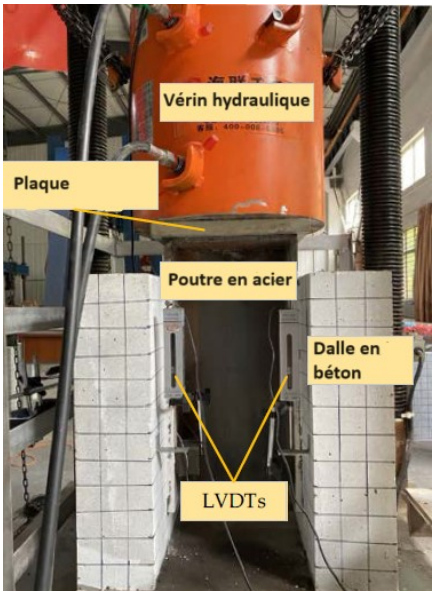
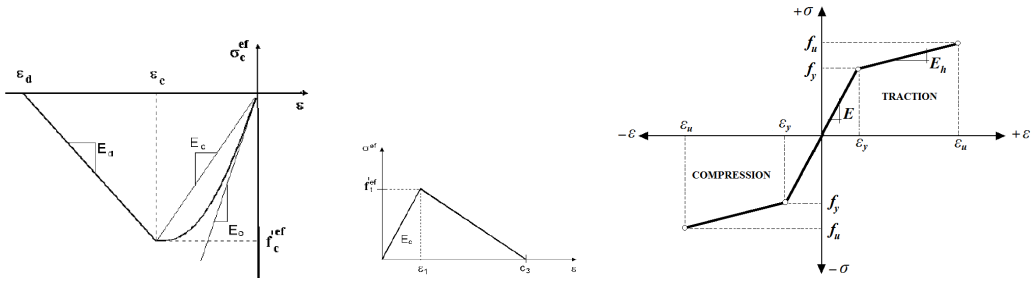


FIGURE 3. **Vue de l'essai push-out réalisé par Wu et al** [1]

L'objectif de la modélisation est d'avoir un outil dans lequel les paramètres d'entrées sont maîtrisés et dont la finalité est de représenter correctement le comportement des connecteurs soudés qui constituent notre référence. Des essais push-out (voir FIGURE 3) sur des connecteurs de type goujons à têtes soudés existent dans la littérature. Ils sont utilisés pour valider le modèle éléments finis développé dans la présente étude en utilisant le logiciel ATENA [18]. Il s'agit d'un logiciel d'analyses non linéaires par éléments finis, spécialisé dans la simulation d'éléments en béton armé. Ce logiciel est réputé pour sa précision dans la simulation du comportement réel des structures et de bien représenter l'endommagement du béton [19]. Des éléments finis de type volumique et des éléments de contact surface-surface sont utilisés. La méthode de résolution numérique choisie s'appuie sur la technique de longueur d'arc (arc-length).

A. Lois de comportement des matériaux

La particularité principale du béton est de présenter une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction. Bien que l'utilisateur d'ATENA [18] puisse introduire une loi spécifique de comportement en compression dans le modèle CC3DNonLinearCementitious2, la modélisation de la dalle en béton a été effectuée avec la loi de comportement en compression définie par défaut dans ATENA. Ainsi, les courbes contrainte-déformation utilisées pour le matériau béton sont non-linéaires en compression (FIGURE 4 (a)) et bilinéaires en traction (FIGURE 4(b)) [1]. La valeur expérimentale de résistance à la compression utilisée dans le modèle (53.4 MPa) est obtenue à partir d'éprouvettes cubiques. La résistance à la traction également obtenue expérimentalement est égale à 1.9 MPa. Le module d'élasticité de 37.5 GPa est obtenu par une technique de mesure dynamique « DT-2 Dynamic elastic modulus tester ». La déformation mesurée correspondant à la résistance maximale est égale à 0.217%. La poutre en acier et le connecteur soudé ont été modélisés à l'aide du matériau CC3DBilinearSteelVonMises. C'est un modèle élasto-plastique bilinéaire symétrique par rapport à l'origine en traction et en compression comme illustré à la FIGURE 4(c). Les caractéristiques utilisées pour le matériau de la poutre en acier sont une limite d'élasticité de 345 MPa, une résistance à la traction de 470 MPa et un module d'élasticité de 209 GPa. Pour le connecteur, le choix est porté sur une limite d'élasticité de 380 MPa, une résistance à la traction de 540 MPa et un module d'élasticité de 195 GPa.



(a) Béton : compression (b) Béton : traction (c) Acier : connecteur et profilé

FIGURE 4. Lois de comportement des matériaux utilisées dans le modèle

B. Géométrie, maillage et conditions aux limites

Les caractéristiques géométriques de l'essai modélisé sont présentées dans la FIGURE 5.

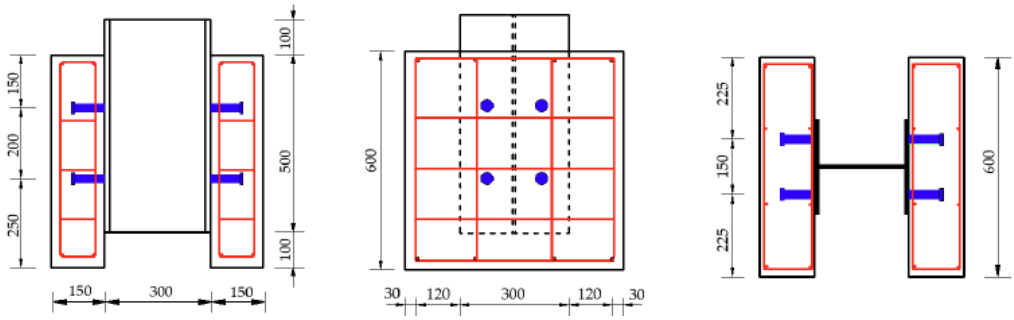


FIGURE 5. Eprouvettes testées dans l'étude de Wu et al. [1]

A cause de la symétrie de l'éprouvette modélisée, seulement le quart est représenté pour gagner en taille de problème et en temps de calcul (Voir FIGURE 6). Le modèle ayant une forme géométrique régulière, les éléments choisis dans la modélisation sont des éléments solides 3D à 8 points d'intégration. La densité de maillage est augmentée dans les zones des connecteurs.

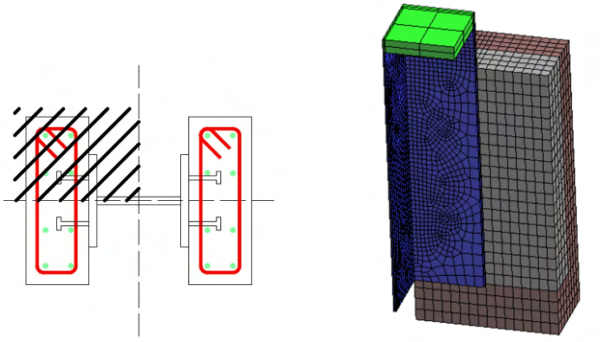
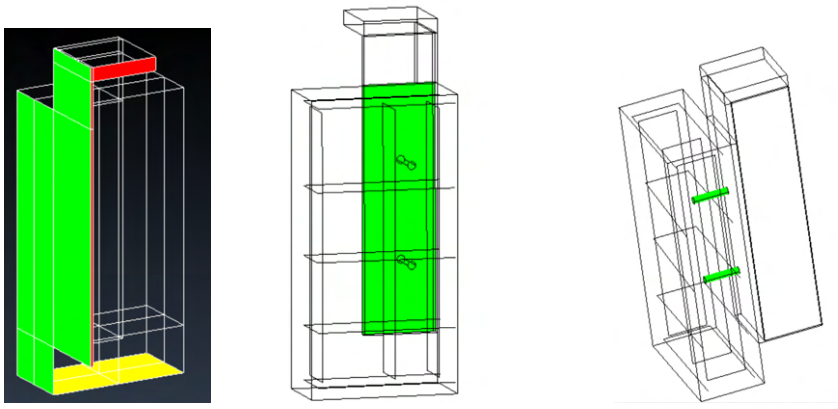


FIGURE 6. Modélisation du quart de l'éprouvette Push-out testée par Wu et al. [1]

Deux types de conditions aux limites sont considérés : la symétrie due à la modélisation d'un quart du modèle et les conditions d'appuis en fixant la base dans toutes les directions (voir FIGURE 7).



(a) Symétrie et appui (b) Contact acier-béton (c) Contact connecteur-béton

FIGURE 7. Conditions aux limites et zones de contact

Deux zones de contact sont considérées pour le modèle proposé, à savoir : le contact entre la poutre en acier et la dalle de béton (FIGURE 7 (b)) avec un coefficient de frottement égal à 0.25,

ainsi que le contact entre les connecteurs et la dalle en béton (FIGURE 7 (c)) avec un coefficient de frottement égal à 0.5. Ces valeurs ont été choisies sur la base des études menées par les auteurs [20], [21], [22], [23]. Le béton et l'acier dans chaque cas de contact (béton - connecteur / profilé acier-béton) ont des propriétés de surface différentes, ce qui a impliqué un choix de coefficient de frottement différent pour le contact connecteur/béton (0.25) et le contact dalle/semelle profilé (0.5). Une étude de sensibilité au coefficient de frottement a été réalisée et montre à l'instar des études déjà proposées par la littérature que ce coefficient a une influence négligeable sur les résultats[24][23]. La figure 8 présente les résultats d'une étude qui compare l'utilisation de 3 valeurs de coefficients de frottement : 0.3, 0.4 et 0.5. Bien que les 3 courbes correspondantes soient distinctes, leur écart est relativement faible.

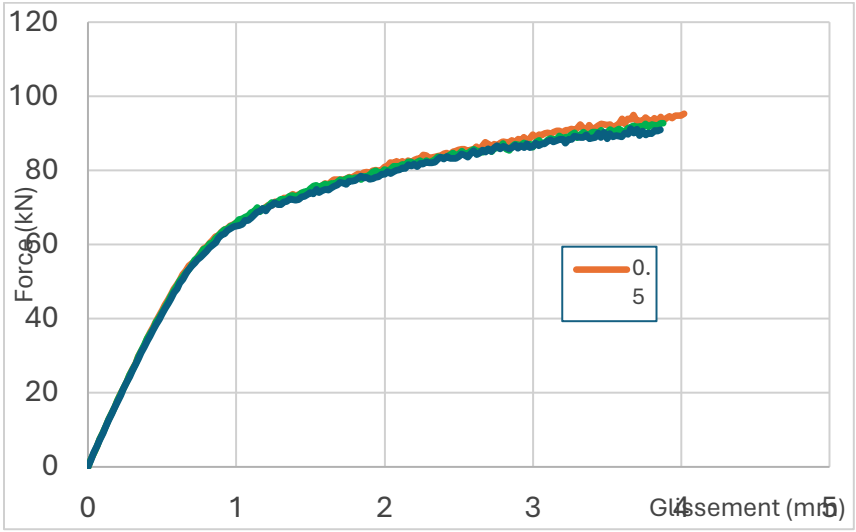


FIGURE 8 Etude de sensibilité du coefficient de frottement

C. Exploitation des résultats

La modélisation a permis d'obtenir la courbe force-glissement numérique qui est très proche de celle obtenue expérimentalement par les essais push-out réalisés par Wu et al. [1] (voir FIGURE 9).

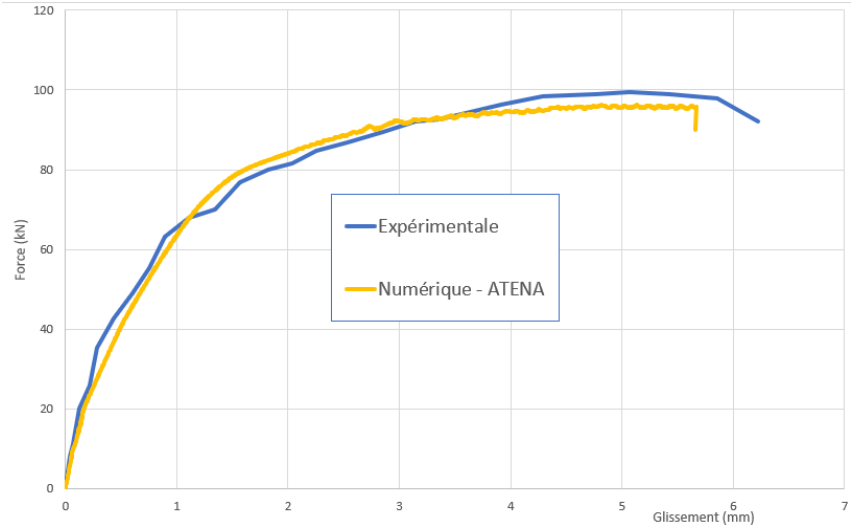
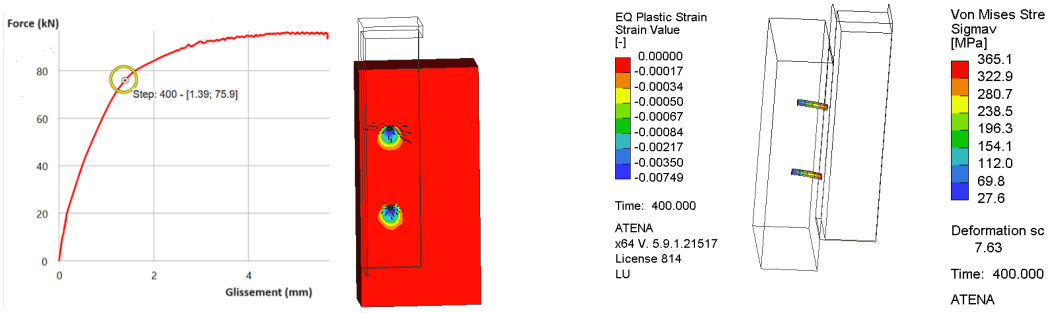


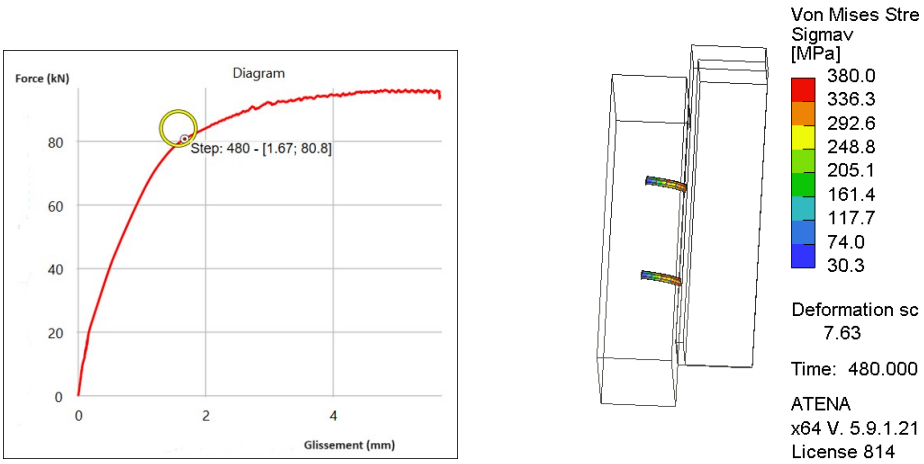
FIGURE 9. Validation du modèle numérique : comparaison avec la courbe expérimentale de Wu et al. [1]

La FIGURE 10 (a) montre que la courbe force-glissement à l'étape de calcul 400 qui correspond à une force appliquée de 75,9 kN commence à s'incurver de façon nette. Cette étape (FIGURE 10 (b)) présente une rupture en compression du béton sous les goujons fléchis. En effet, le béton a déjà atteint sa déformation plastique équivalente qui correspond à sa valeur maximale de résistance en compression égale à 0.217%. En observant les contraintes équivalentes dans les goujons, il peut être constaté qu'elles restent inférieures à leur limite d'élasticité égale à 380 MPa (voir FIGURE 10 (c)). Ce n'est qu'à partir de l'étape 480 de calcul qui correspond à une force de 80,8 kN (glissement de 1,67 mm) que le connecteur commence à se plastifier (voir FIGURE 10).



(a) (b) (c)

FIGURE 10. Zones endommagées, déformations plastiques et contraintes équivalentes à l'étape de calcul 400 (75,9 kN ; 1,39 mm)

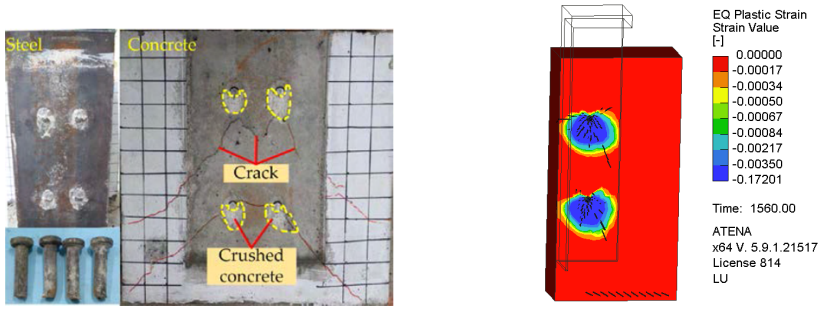


(a) (b)

FIGURE 11. Contraintes équivalentes dans les goujons à l'étape de calcul 480 (80,8 kN ; 1,67 mm)

L'observation des fissures montre que le modèle éléments finis représente correctement les zones endommagées observées expérimentalement (FIGURE 12 (a) et FIGURE 12 (b)).

Ces comparaisons des courbes force-glissement et de l'évolution des zones endommagées dans le béton montrent que le modèle éléments finis est bien adapté pour représenter le comportement réel des éprouvettes d'essais de cisaillement de connecteurs (push-out). Le modèle a été appliqué à d'autres essais et a permis d'avoir les mêmes conclusions quant à ses capacités à représenter le comportement des essais push-out.



a) bloc béton et connecteurs après essai b) fissures dans le bloc béton modélisé

FIGURE 12. Comparaison de l'endommagement du béton entre essai et modèle

D. Etude paramétrique

A partir du modèle validé sur les connecteurs soudés, l'éprouvette testée est modélisée en faisant varier certains paramètres mécaniques des matériaux. Ainsi, la résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité du connecteur sont variées pour vérifier leurs influences sur le comportement de la connexion acier-béton. La FIGURE 13 montre la comparaison entre les courbes force-glissement obtenues pour les différents spécimens modélisés (TABLEAU 1) en modifiant d'une part la résistance à la compression du béton (25 MPa, 30 MPa, 70 MPa) avec 380 MPa comme limite d'élasticité du connecteur et d'autre part en faisant varier la limite d'élasticité

du connecteur (350 MPa, 450 MPa) pour une résistance à la compression du béton de 53.4 MPa. Ces courbes sont comparées à celles obtenues en considérant les paramètres de l'étude de Wu et al. [1] (53.4 MPa pour le béton et 380 MPa pour l'acier). La résistance à la traction du béton est prise égale à 1,9 MPa pour toutes les éprouvettes modélisées.

TABLEAU 1. Caractéristiques des éprouvettes modélisées

Eprouvette	Résistance à la compression du béton f'c (MPa)	Limite d'élasticité du connecteur fy (MPa)	Résistance au cisaillement par goujon (kN)	Glissement maximal (mm)
1	25	380	83.26	3.81
2	30	380	86.46	3.98
3	53.4	380	96.27	5.66
4	70	380	130.24	7.77
5	53.4	350	92.15	5.47
6	53.4	450	106.16	6.67

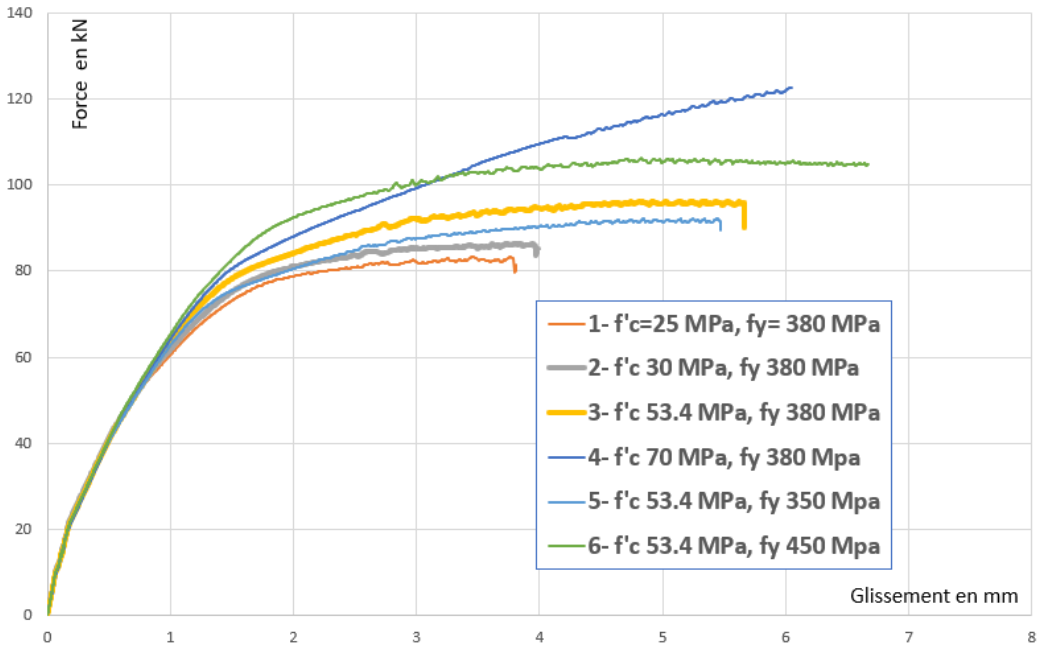


FIGURE 13. Courbes force-glissement pour différentes valeurs de résistance à la compression du béton et de limite d'élasticité du connecteur

Ces comparaisons montrent que la résistance ultime augmente de façon non négligeable lorsque la résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité du connecteur augmentent. Par conséquent, la résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité du connecteur sont des paramètres qui peuvent présenter une influence considérable sur le comportement de la connexion. Ainsi pour des bétons de très bonne qualité, comme la courbe 4 ayant un béton très

résistant 70 MPa, on remarque que sa première partie sera principalement guidée par l'acier ; ce qui va définir la première plastification. En effet, le niveau de plastification du connecteur est fonction de sa limite élastique, 380 MPa pour le cas de la courbe 4 qui à son tour est inférieur à celle de la courbe 6 (450 MPa). Puis, on observe une deuxième pente assez forte là où les autres ont un palier plastique. On a alors un comportement bilinéaire ce qui aboutit au fait que la courbe 4 arrive à croiser la courbe 6 et atteindre des résistances plus élevées.

III. Conclusion

Le modèle numérique proposé pour simuler l'essai Push-Out sur les connecteurs conventionnels soudés à tête montre ses capacités à représenter les résultats expérimentaux issus de la bibliographie. Ceci concerne la courbe globale force-glissement, la résistance, le mode de ruine et la capacité de glissement. La simulation effectuée sous le logiciel ATENA montre l'intérêt d'utiliser un outil capable de bien représenter l'endommagement du béton pour les essais push-out.

Le modèle validé par comparaison avec les résultats expérimentaux est utilisé pour mener une étude paramétrique en vue de montrer l'influence des caractéristiques des matériaux (acier, connecteur) sur les courbes force-glissement des essais push-out. Ce modèle sera utilisé pour étudier des connecteurs démontables en vue de maîtriser leur comportement mécanique et évaluer leurs similitudes et différences par rapport aux connecteurs soudés considérés comme des références. Une des finalités serait de définir une forme de connecteur démontable efficace et de proposer des approches analytiques pour calculer sa résistance en vue de répondre aux besoins des bureaux d'ingénierie. Une autre extension du modèle concerne le comportement des poutres en flexion intégrant des connecteurs démontables en vue d'évaluer l'effet de leur rigidité de glissement, de leur résistance et de leur capacité de déformation sur le comportement global en flexion des poutres.

IV. REFERENCES

[1] F. Wu, W. Tang, C. Xue, G. Sun, Y. Feng, and H. Zhang, "Experimental investigation on the static performance of stud connectors in steel-hsfrc composite beams," *Materials (Basel).*, vol. 14, no. 11, 2021, doi: 10.3390/ma14112744.

[2] M. I. Tabet-derraz, "Comportement et modélisation des connecteurs dans une structure mixte (acier-béton) To cite this version : HAL Id : tel-03874580 soutenance et mis à disposition de l ' ensemble de la illicite Contact bibliothèque : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr," 2022.

[3] I. M. Viest, "Test of Stud Shear Connectors Parts I, II, III and IV. Engrg. Test Data, Nelson Stud Welding," *Lorain, Ohio, USA*, 1956.

[4] M. Spremic, Z. Markovic, M. Veljkovic, and D. Budjevac, "Push-out experiments of headed shear studs in group arrangements," *Gr. Organ. Manag.*, vol. 38, no. 4, pp. 139–160, 2013.

[5] S. L. and X. Z. Kai Peng , Laijun Liu , Fangwen Wu , Ruizheng Wang, "Experimental and Numerical Analyses of Stud Shear Connectors in Steel–SFRCC Composite Beams,"

Materials (Basel)., vol. 15, no. 4665, 2022, doi: 10.3390/ma15134665.

[6] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), "NF EN 1994-1-1, Eurocode 4 Calcul des structures mixtes acier-béton_ Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments," *Bruxelles*.

[7] R.G. Slutter and G.C. Driscoll Jr., "Flexural Strength of Steel and Concrete Composite Beams," *Fritz Eng. Lab.*, vol. 91, no. 2, 1963.

[8] J. W. Ollgaard, J. G.; Sluter, R. G.; and Fisher, "Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete," *AISC Eng. J.*, vol. 8, no. April 1971, 1971.

[9] J. Qureshi, D. Lam, and J. Ye, "Effect of shear connector spacing and layout on the shear connector capacity in composite beams," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 67, no. 4, pp. 706–719, 2011, doi: 10.1016/j.jcsr.2010.11.009.

[10] G. Kwon, H. Brent, K. Hulya, B. Schaap, Y. K. Ju, and and M. E. Richard Klingner, "Strengthening Existing Non-Composite Steel Bridge Girders Using Post-Installed Shear Connectors," *Vasa*, vol. 7, 2007.

[11] D. X. Rehman N, Lam D, "The University of Bradford Institutional Repository Experimental Study on Demountable Shear Connectors in Composite Slabs with Profiled Decking," *J. Constr. Steel Res. 122 178–189.*, pp. 178–189, 2016.

[12] M. Pavlović, Z. Marković, M. Veljković, and D. Bucrossed D Signevac, "Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 88, pp. 134–149, 2013, doi: 10.1016/j.jcsr.2013.05.003.

[13] A. S. H. Suwaed and T. L. Karavasilis, "Novel Demountable Shear Connector for Accelerated Disassembly, Repair, or Replacement of Precast Steel-Concrete Composite Bridges," *J. Bridg. Eng.*, vol. 22, no. 9, pp. 1–33, 2017, doi: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0001080.

[14] A. S. H. Suwaed and T. L. Karavasilis, "Removable shear connector for steel-concrete composite bridges," *Steel Compos. Struct.*, vol. 29, no. 1, pp. 107–123, 2018, doi: 10.12989/scs.2018.29.1.107.

[15] F. Yang, Y. Liu, Z. Jiang, and H. Xin, "Shear performance of a novel demountable steel-concrete bolted connector under static push-out tests," *Eng. Struct.*, vol. 160, no. December 2017, pp. 133–146, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.005.

[16] A. Kozma, C. Odenbreit, M. V. Braun, M. Veljkovic, and M. P. Nijgh, "Push-out tests on demountable shear connectors of steel-concrete composite structures," *Structures*, vol. 21, no. May, pp. 45–54, 2019, doi: 10.1016/j.istruc.2019.05.011.

[17] R. Calixte, L. Jason, and L. Davenne, "Modélisation du comportement en cisaillement d ' une connexion de structure mixte," vol. 38, no. 1, pp. 5–8, 2020.

[18] D. Pryl and J. Červenka, "ATENA Program Documentation Part 11," pp. 1–33, 2013.

[19] A. Khene, R. A. El-bey, C. Algérie, U. De Rennes, B. De Coësmes, and C. S. F. Rennes, "Modélisation numérique des poutres en béton armé renforcées avec des PRFC par la technique NSM," vol. 35, no. 1, pp. 537–544.

[20] J. Chen *et al.*, "Behavior of an advanced bolted shear connector in prefabricated steel-

concrete composite beams," *Materials (Basel).*, vol. 12, no. 18, 2019, doi: 10.3390/ma12182958.

[21] J. He, S. Feng, G. Vasdravellis, H. Xin, J. A.F.O. Correia, and F. Berto, "Behaviour of the lockbolt demountable shear connector under combined shear and tension loading," *Eng. Fail. Anal.*, vol. 141, no. August, 2022, doi: 10.1016/j.engfailanal.2022.106712.

[22] J. He, A. S. H. Suwaed, and G. Vasdravellis, "Horizontal pushout tests and parametric analyses of a locking-bolt demountable shear connector," *Structures*, vol. 35, no. July 2021, pp. 667–683, 2022, doi: 10.1016/j.istruc.2021.11.041.

[23] P. Arezoomand Langarudi and M. Ebrahimnejad, "Numerical study of the behavior of bolted shear connectors in composite slabs with steel deck," *Structures*, vol. 26, no. April, pp. 501–515, 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.04.037.

[24] Y. Song, B. Uy, and J. Wang, "Numerical analysis of stainless steel-concrete composite beam-to-column joints with bolted flush endplates," *Steel Compos. Struct.*, vol. 33, no. 1, pp. 143–1662, 2019, doi: 10.12989/scs.2019.33.1.143.

Effet de compensation du sable par le broyage grossier et fin du PVC sur les caractéristiques du mortier.

Bendisari Tedjeddine* [1], Lynda Amel Chaabane[2] , Bouyakoub Amel Zahira[3] , Hamza Soualhi[4], Zineb Boumediene[5] , Senoussi Fatima Zohra[5], Sahraoui Amel[5]

1 Doctorant en matériaux, Département de Génie Civil et Travaux Publics, Sidi Bel Abbes 2200, Algérie.

[2]Chaabane LyndaAmel, Enseignante au Département de Génie Civil et Travaux Publics, Laboratoire Physico-chimique des matériaux avancés ; Université Djillali Liabes,Sidi Bel Abbes 2200, Algérie

Physico-chemical laboratory of advanced materials. (LPCMA).

[3]Bouyakoub Amel Zahira, Laboratoire Physico-chimique des matériaux avancés.

[4] Département de Génie Civil, Laboratoire LRGC, Université Amar Telidji, P.O. Boîte postale 37G, Laghouat 03000, Algérie.

[3]Etudiant en Master2 , Département de génie Civil et Travaux Publics, Université Djillali ,Liabes, Sidi Bel Abbes 2200, Algérie.

RESUME Cette recherche vise à promouvoir le recyclage des matériaux plastiques dans le mortier et le béton. De plus, ces investigations pourraient contribuer à réduire la dépendance vis-à-vis du sable en préservant les propriétés intrinsèques du mortier ou en les améliorant. Cette démarche pourrait s'avérer une alternative pour les pays dépourvus de gisements de sable, favorisant ainsi le développement de cette technologie. À noter que des essais tels que le VBS et la détermination des ajouts, notamment les fines, pourraient être éliminés étant donné l'inertie de ces agrégats. Sur le plan technologique et économique, cela permettrait de minimiser les tests sur les matériaux et de favoriser le recyclage du plastique. Après avoir mené des recherches approfondies sur ces agrégats, nous avons constaté qu'ils présentent la propriété d'être inertes et légers, n'entraînant aucune réaction avec les autres additifs du mortier. Ils constituent également une méthode de recyclage des matériaux plastiques, remplaçant ainsi une fraction de sable dans la confection du mortier. Par conséquent, dans le futur, cela pourrait contribuer à alléger le poids des structures à construire.Les résultats obtenus mettent en évidence les caractéristiques de ces agrégats, notamment leur inertie et l'amélioration significative des propriétés physiques et mécaniques du mortier. Ces recherches visent à étudier le mortier pour mieux comprendre le comportement de ces agrégats au sein du matériau et une modélisation associée à cette investigation.

Mots cléfs Recyclage , PVC, mortier, essais mécaniques, Modélisation sous ABAQUS.
Modalité de présentation Poster.

I.INTRODUCTION

La valorisation des matériaux locaux, souvent peu exploités dans la construction, représente actuellement une solution essentielle aux problèmes économiques et environnementaux, notamment dans les pays en voie de développement [SOU 93]. Les recherches se concentrent sur des mortiers intégrant du sable calcaire de diamètre 0/3 (S1), du sable fin 0/1 (S2), ainsi que du polychlorure de vinyle (PVC). Dans le but d'améliorer les performances du matériau, le mortier de référence utilisé comprend un sable avec une substitution de 70 % du sable calcaire et 30 % du sable fin.

En ce qui concerne les matériaux, des études antérieures [FLA 00] ont démontré la possibilité d'utiliser des déchets plastiques dans la fabrication de bétons [REB 95]. Notamment, le polyéthylène téréphtalate (PET) recyclé [NAB 12], le polychlorure de vinyle (PVC) [KOU 09], le polyéthylène haute densité (PEHD) [NAI 96], le polyéthylène basse densité [PAN 08], issus d'emballages, ont été employés comme liants dans la production de matériaux composites de haute performance tels que le béton de polymère. Le plastique, transformé en présence de glycols, en résine polyester insaturée, est ensuite mélangé avec du sable et des gravillons. Le béton de polymère ainsi obtenu présente une résistance à la compression et à la flexion bien supérieure au béton de ciment Portland conventionnel [REB 95]. Il offre également l'avantage d'atteindre 80 % de ses résistances mécaniques dès les premiers jours de durcissement [GUEN 15]. D'autres auteurs ont également utilisé des déchets en PET mélangés à des déchets en polyéthylène haute densité (PEHD) comme granulats, en substitution partielle du sable (de 5 à 20 % du volume total du sable), pour les comparer aux fibres de verre généralement utilisées comme renforts de structure [VVA 91].

Ce travail d'une part vise à étudier la possibilité d'utiliser des déchets dans le mortier sans autre transformation que le broyage, en se concentrant sur son utilisation dans le béton de structure. L'objectif est de minimiser le coût du matériau final et de réduire la consommation de sable dans le secteur du bâtiment et des travaux publics. L'influence de la proportion de ces déchets sur les propriétés physiques et mécaniques du nouveau matériau a été étudiée et analysée. L'objectif est de minimiser le coût du matériau final et de réduire la consommation de sable dans le secteur du bâtiment et des travaux publics. L'influence de la proportion de ces déchets sur les propriétés physiques et mécaniques du nouveau matériau a été étudiée et analysée.

D'autre part, la simulation envisagée par ABAQUS se caractérise par la capacité à prendre en compte des phénomènes complexes tels que le contact, la dynamique, la rupture, l'interaction fluide-structure, etc. Cela peut impliquer des comportements matériels complexes, tels que l'évolution de la surface de plasticité, la rupture intra-laminaire, les modifications structurales liées à la thermique, des chargements rapides tels que la détonation, l'impact, ou des instabilités comme le flambage. La prise en compte de ces phénomènes complexes se traduit généralement par un allongement du temps de calcul, voire par son échec. Les performances reconnues de ce logiciel dans la résolution de ces problèmes découlent de la robustesse de ses solveurs, c'est-à-dire de leur capacité à intégrer des niveaux avancés de physique et à converger vers une solution. Concrètement, les solveurs robustes d'ABAQUS offrent une solution plus rapide et plus fiable. [*https://www.keonys.com/logiciels-simulations/abaqus-solution-simulation-dassault-systemes/*].

II. PROTOCOLE EXPERIMENTAL

II.1. MATERIAUX UTILISES

II.1.1SABLE

Le sable calcaire utilisé dans cette étude est un matériau remplacé par un agrégat composite WPLA, un sable silico-calcaire provenant des carrières de la SECH SPA du groupe des sociétés HASNAOUI. Ce sable a

subi un second broyage au sein des ateliers de l'unité de production des mortiers prêts à l'emploi. Nous avons obtenu plusieurs fractions granulométriques, dont la fraction 0/3 mm, que nous nommerons S1 et qui sera utilisée dans la préparation de nos mortiers composites. De plus, le sable fin S2 utilisé dans cette recherche est un sable de mer d'origine naturelle, de fraction 0/1 mm, à des pourcentages différents définis préalablement. Il servira également de mortier de référence pour cette nouvelle recherche.
En ce qui concerne la dénomination des matériaux, nous les avons désignés comme suit :

- le sable (0/3) : S1
- Le sable (0/1) : S2
- Le polychlorure de vinyle broyé : PVC C
- Le polychlorure de vinyle en poudre : PVCP

2.1.1Les caractéristiques du PVCC et PVCP

TABLEAU 1 : caractéristiques physiques du PVC

Caractéristiques	Valeur	Unité	Norme d'essai
Poids spécifique	1.38	g/cm^3	ISO 1183
Limite élasticité à 23°C	52	N/mm^2	EN ISO 527-1
Module d'élasticité en flexion à 23°C	3000	N/mm^2	EN ISO 527-1
Résilience à 23°C	7	$KJ//m^2$	DIN EN ISO 179-1/1eA
Résilience à 0°C	3	$KJ//m^2$	DIN EN ISO 179-1/1eA
Dureté à la bille (358N)	110	MPa	DIN EN ISO 2039-1
Stabilité de forme HDT A 1.80 MPa	66	°C	DIN EN ISO 75-2
Point de ramollissement Vicat B/50N	>76	°C	ISO 306
Coef. De dilatation thermique	$8*10^{-5}$	m/mK	DIN 53752
Conductibilité thermique à 23°C	0.15	W/mK	DIN 52612-1
Absorption d'eau à 23°C	0.1	%	DIN EN ISO 62
Couleur	7011	-	RAL
Indice d'oxygène	42	%	ISO 4589-1

2.3.1 ETAT DURCI

La caractérisation mécanique est obtenue en exploitant les mesures de résistance flexion et en compression sur des éprouvettes 4x4x16 cm^3 conformes à la norme NF 15 403 et NF EN196.
La fig.1 illustre le comportement des granulés de PVC (PVCP) dans la matrice de mortier. On observe que ces agrégats flottent à la surface ou se dirigent vers les parois du moule. Leur légèreté semble entraîner cette migration, créant ainsi une attraction entre les particules, un phénomène également observé par d'autres chercheurs. De plus, le PVC broyé présente un comportement similaire à celui d'un gravier naturel dans la fraction 0/3, même à des taux de substitution différents. En raison de la surface lisse des particules de PVC et de l'eau libre accumulée à la surface des granules, une adhérence entre les particules de PVC et la pâte de ciment peut se produire. Cependant, la plupart des granules de PVC dans la matrice des mortiers réalisés ne semblent pas échouer donnant un optimum pour la composition relative à ce procédé, comme indiqué aussi par Kou et al. [KOU 09].
En outre, les expériences menées sur l'utilisation de déchets de granulés de PVC comme remplacement partiel du sable naturel dans la préparation du mortier, comme illustré dans la fig. 1(b et c), montrent l'absence de phénomène de retrait. Cette inertie des agrégats de PVC entraîne une absence d'absorption d'eau. Kou et al. ont observé une diminution du retrait de séchage avec l'augmentation de la teneur en agrégats plastiques. Selon ces auteurs, les granules de PVC, imperméables et non absorbants, réduisent le rétrécissement global du béton [KOU 09] [SAI 12].

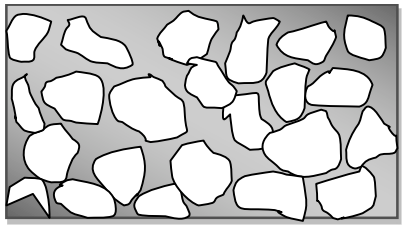


Figure.1a Mortier de référence (1a)

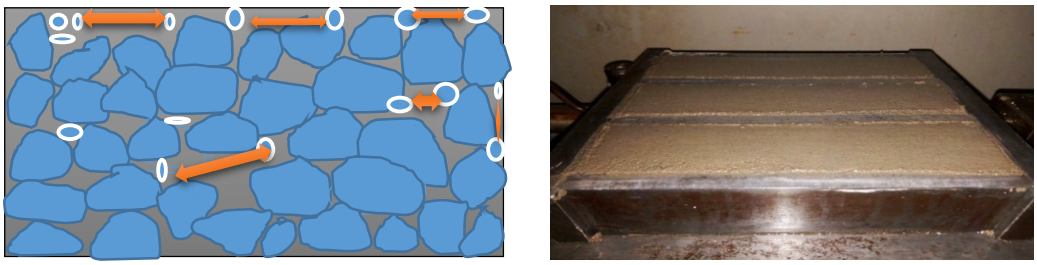


Figure.b **Mortier PVCP (2b)**

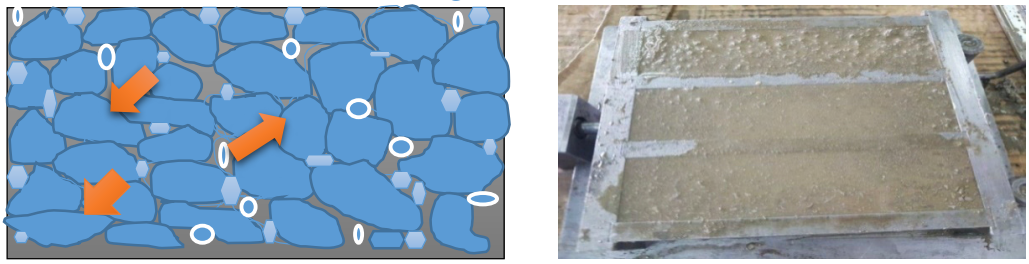


Figure.2c Mortier PVCB (3c)

Figure.2Confection du mortier à base de PVC.

II.2 RESULTATS EXPERIMENTAUX

Selon la Fig.2, un taux de substitution élevé peut parfois rendre le mortier plus difficile à manipuler en raison de changements dans les caractéristiques de la pâte de ciment. L'ouvrabilité d'un mortier est ainsi influencée par une combinaison complexe de facteurs, notamment le taux de substitution du matériau et le rapport eau/ciment. Le choix du taux de substitution et du rapport E/C doit être équilibré en fonction des exigences de performances et des propriétés souhaitées du mortier final. Sachant que lorsqu'il s'agit de mortiers ou de bétons, les termes « étalement », « absorption d'eau » et « porosité » sont liés aux propriétés des matériaux et à leur comportement lors de la mise en place et du durcissement.

Les résultats des essais de compression indiquent que pour le mélange de mortiers montrent que les mortiers contenant l'ajout (de 0% à 30% d'agrégats en PVC et de 30% de PVC)

Par ailleurs, nous observons une amélioration de la résistance à la compression du mortier grâce à l'utilisation du PVC en poudre et broyé. Le seuil de 30 % présente de meilleurs résultats, la résistance la plus élevée, notée sur la fig. 2, a été particulièrement significative pour le mortier PVCB. Ce matériau compense la gamme d'agrégats manquants dans la granulométrie du sable, améliorant ainsi ses caractéristiques mécaniques avec un coefficient de corrélation R^2 de 0,99, comme confirmé par [KIM10].

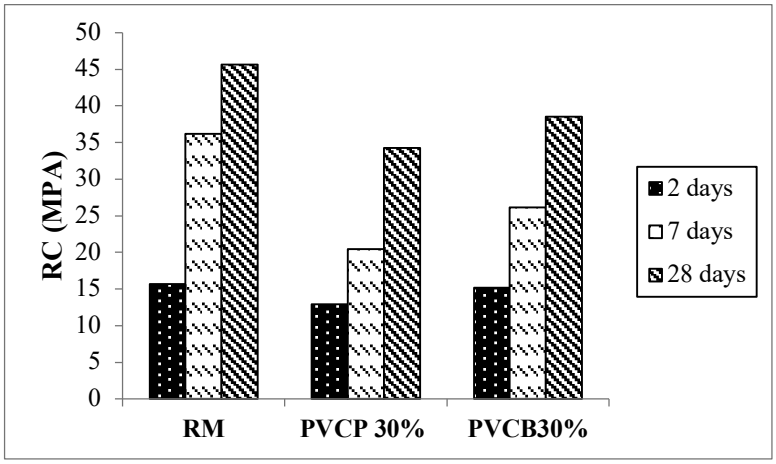


Figure.2. Essais à la compression des différentes séries.

III.MODELISATION DES MORTIERS PAR LE LOGICIEL ABAQUS.

La fig. 4 indique les résultats obtenus sont présentés , ils montrent clairement qu'avec l'application de la charge, il y a un fléchissement considérable au niveau de la poutre substitué à des pourcentage atteignant les 50% de PVC en granulé dès l'application de la charge concentrée. En effet, bien que la poutre présente des déformations qui semblent importantes lors de l'augmentation de la charge et du taux de substitution, cette dernière manifeste un comportement physique satisfaisant qui a pour objet de recycler à la fois les déchets plastiques et le sable.

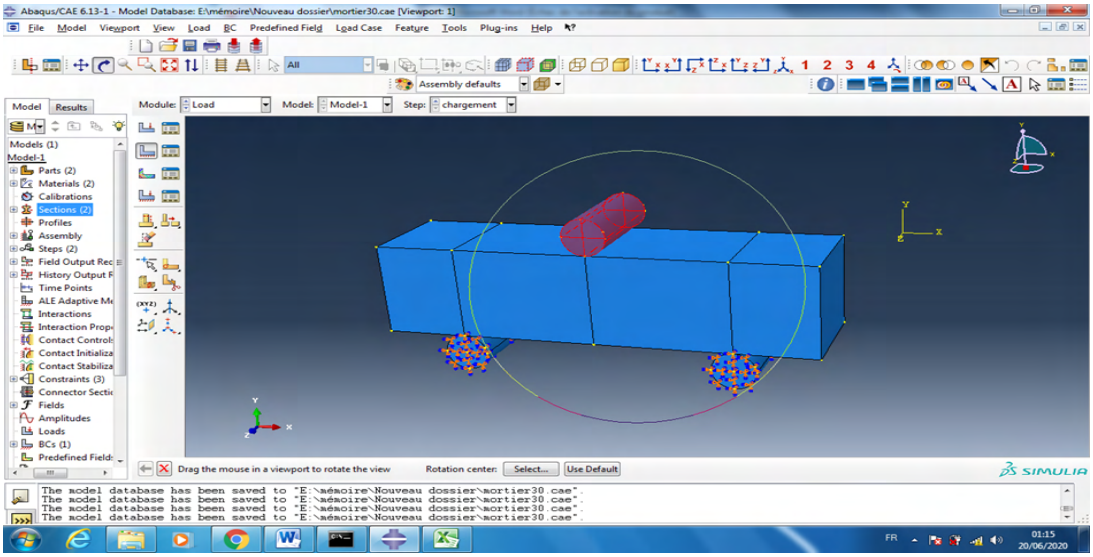
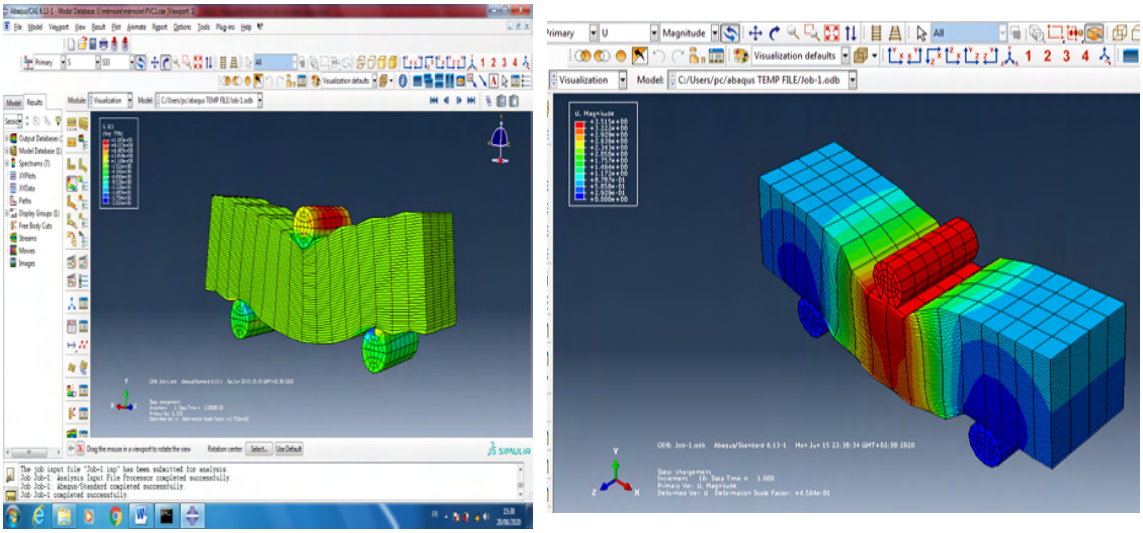


FIGURE.3. Modélisation des mortiers

Nous pouvons aussi constater sur la fig.3 que les résultats expérimentaux convergent avec la modélisation, dont les résultats indiquent que l'optimum atteint est de 30% des PVC broyés offre les meilleurs résultats en matière de résistances mécaniques et physiques.



(a) (b)

FIGURE 4. Modèle numérique de modélisation des mortiers.

4 . CONCLUSION

Le PVC fin et broyé représente des matériaux qui pourraient ultérieurement remplacer les fines et le sable, car ils ont l'avantage d'être inertes. Leur incorporation améliore les caractéristiques physiques et mécaniques du mortier, lui conférant une légèreté par rapport au mortier standardisé.

• La légèreté du matériau "PVC" peut influencer le comportement de l'ensemble du squelette granulaire lors de la confection des mortiers, car leur légèreté induit une attraction entre ces agrégats.

• Le mortier est devenu plus léger et plus résistant, ce qui nous permet de prévoir une matrice plus appropriée pour un béton de structure, en assouplissant la structure dans sa masse totale. Cela signifie que cette dernière aura un meilleur comportement contre le séisme.

• Il jouera un rôle économique dans le recyclage des déchets en plastique et permettra son utilisation jusqu'à un taux bien déterminé sans le sable. Cela sera également bénéfique pour les pays qui manquent de gisements de sable, permettant ainsi d'uniformiser tous les essais sans avoir à refaire plusieurs fois les essais concernant le sable et le gravier dans le futur.

•Pour Effectuer un calcul en non-linéaire du matériau signifie que l'hypothèse selon laquelle la configuration courante doit être confondue avec la configuration initiale. Cela introduit une non-linéarité dans le problème, car la configuration actuelle, sur laquelle doivent être calculés les termes des travaux virtuels, devient difficiles à mettre en place. En présence de chargements dépendant de la géométrie, ceux-ci deviennent dépendants de la solution dès que l'on passe en non-linéaire géométrique ainsi que des différents matériaux associés à cette modélisation

IV.REMERCIEMENTS

Les auteurs souhaitent exprimer leurs remerciements au laboratoire ETP Hasnaoui et à STPM CHIALI pour leur précieuse collaboration.

V.REFERENCES

Albano C , Camacho N, Hernandez M, Matheus A, Gutierrez A. Influence of content and particle size of pet waste bottles on concrete behaviour at diffrent w/c ratios . Waste Manage (Oxford) 2009;29 2707-16.

Batayneh M,Marie I, Ibrahim A .Use of selected waste materials in concrete mixes. Waste Manage 2007;27:1870-6

L.Bello ,Méthodologie des bétons Auto-Plaçant Légers « Rapport d'études et de recherches »CERIB 334 .E .(Septembre 2015)P33-35.

Debieb.F, L. Courard , S. Kenai , R. Degeimbre. «Mechanical and durabilityproperties of concreteusingcontaminatedrecycledaggregates».*Cem Con Comp*32 2010, (8):PP421-426.

Flaga.K, «Advanced in materialsapplied in civil engineering». Journal of MaterialsProcessingTechnology 106,2000, pp173-183.

M. Guendouz, F. Debieb, E.H.Kadri ,Formulation et caractérisation d'un béton de sable àbase de déchets plastiques.

Ismail ZZ, Al-Hashmi EA .Use of plastic waste in concrete mixture as aggregate replacement .Waste Manage 2008; 28 :2041-

Kan A ,Demirboga R .A novel material for lightweight concrete production. CemConcr Compos 2009; 31: 489-95.

Kim.S, N. Yi, H. Kim, J. Kim, Y. Song. «Material and structural performance evaluation of recycled PET fiberreinforcedconcrete». Cem ConcComp32, 2010:pp232–40.

Kou SC, Lee G, Poon CS, Lai WL. « Properties of lightweight aggregate concrete prepared with PVC granules derived froms craped PVC pipes». Waste Management, 29, 2009; pp621–8.

Laukaitis A, Zurauskas R, Keriene J.The effect of foam polystyrene granules on cement composite properties .Cem Concr Compos 2005;27:41-7.

Marzouk OY, Dheilly RM, Queneudec M.Valorisation of post- cosumer plastic waste in cementious concrete composite .Waste Manage 2007 ; 27 : 310 -8.

Mounanga P, Gbongbon W,Poullain P,Turcry P.Proportioning and characterization of lightweight concretemixtures made with rigid polyurethane foam wastes. Cem Concr Compos 2008;30:806-14.

NabajyotiSaikia, Jorge de Brito. «Use of plastic waste as aggregate in cementmortar and concretepreparation: Areview», *Construction and Building Materials*, 34, 2012, pp385–401.

Naik TR, Singh SS, Huber CO, Brodersen BS.«Use of post-consumer plastic wastes in cement-based composites».*CemConcrRes,* 26, 1996; pp1489–92.

S.safiullah ,E. Ghorbel,G.Wardeh ,Influence de l'incorporation des granulats recycles de demolition sur les proprieties physiques et mécaniques des bétons fluids,33 ème Rencontres de l'AUGC ,ISABTP / UPPA ;Anglet ;27 au 29 MAI (2015) .

Panyakapo P, Panyakapo M. « Reuse of thermosetting plastic waste for lightweightconcrete». *Waste Manage*, 28,2008; pp1581–8.

PN Recybeton-Theme21 – programme d'essai –variabilité geographiueresultas 02 /2013.

N .Saikia, J.de Brito Use of plastic waste aggregate in cement mortar and concrete preparation :A review.Construction end Building Materials 34 (2012) 385-401.

VVaverka.J, An analysis of reinforced concrete composites utilizingrecycledpolyethyleneterephthalatethermoplastic.Doctoral Thesis, University of Northern Iowa, LD2585.2.V39 1991.

https://www.keonys.com/logiciels-simulations/abaqus-solution-simulation-dassault-systemes/

Environnement

Desiccation shrinkage process in clayey soils experimental analysis from digital image correlation (DIC) technique results

Zhengtian YANG [1], Mahdia HATTAB [1], Mohamad JRAD [1]

[1] *Laboratoire d'Etude des Microstructures et de Mécanique des Matériaux, Université de Lorraine, CNRS UMR 7239, Arts et Métiers ParisTech, F-57000 Metz, France.*

RESUME

During the drying process, an initially saturated clay deforms mainly due to the loss of water. It causes clay shrinkage that represents one of the fundamental reasons of cracking by desiccation. It is of great interest to understand the desiccation process in such complex soils. The main point is that many properties of the material, such as water content distribution, displacement, strain and stress fields. The proposed method of analysis allows to understand more deeply the process of drying in clays including shrinkage, crack initiation and finally, crack network development. This research allows to go further in investigating the drying phenomenon in remolded and initially saturated kaolinitic clay.

Mots-clefs Kaolin, Desiccation shrinkage, Water content, Digital image correlation

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

The mechanical behavior of clayey soils is significantly affected by water content, with desiccation, or the drainage of water through evaporation, being a common occurrence in geotechnical engineering. Desiccation often leads to shrinkage and cracking in clayey soils, posing challenges for the stability and performance of geotechnical structures such as slopes, embankments, and foundations (Morris et al. 1992, Nahlawi et al. 2004, Dyer 2005, Tang et al. 2011, Wang et al. 2016).

Several studies have explored the desiccation shrinkage of clayey soils (Haines, 1923, Stirk, 1954, Fleureau et al., 1993, Péron et al., 2007-2009, Tang et al., 2011, Tempany, 1917). Recent studies by Lu et al. (2005) and Tang et al. (2010, 2011) have explored the relationship between shrinkage, tensile strength, and microstructural variations. Drying in soils induces capillary tension and water menisci formation between particles (Taibi, 1994). Capillary tensions increase with water evaporation, leading to a decrease in pore radii following Jurin's Law (1718). In the context of continuous media mechanics, the increase in capillary stress during drying enhances the clay's strength, particularly its tensile strength (Lu et al., 2010).

Experimental determination of the shrinkage curve, expressed as void ratio versus water content, is achievable through various techniques imposing specific suctions on small material pieces (Fleureau et al., 1993). However, assessing shrinkage in the field or on large samples is challenging due to medium heterogeneity and the heterogeneous evolution of water content and strains during drying. Different measurement techniques, including Laser, Computed Tomography, and Digital Image Correlation, have been utilized to capture specimen property variations during drying. For example, Péron et al. (2009c) analyzed global deformation in different directions on initially saturated rectangular clayey samples using a Teflon support to minimize frictional effects. Eid et al. (2015) and Wei et al. (2016) employed Digital Image Correlation to capture strains and displacements during desiccation.

The primary aim of this study was to understand and characterize desiccation shrinkage phenomena in clays through a comprehensive analysis of experimental results. Real-time measurements of physical variables such as water content, strain, and displacement fields provided detailed insights into the deformation process during drying. For this purpose, an initially saturated clay sample was analyzed during drying. The sample, a thin parallelepiped, was carefully prepared and placed on a smooth bottom plate with minimal friction at the clay/support interface to ensure conditions conducive to free desiccation shrinkage. Throughout drying, the deformation field of the clay was meticulously measured using Digital Image Correlation (DIC), a technique enabling precise identification of shrinkage evolution. These results facilitated an estimation of heterogeneous distribution the water content from the saturated to unsaturated.

II. MATERIAL AND EXPERIMENTAL METHODS

A. Material properties and specimen preparation

The soil selected for the study is an industrial clay called Kaolin K13 (from Sibelco, France). The geotechnical tests indicated that liquid and plastic limits were about 40% and 21%, respectively. The density of solid particles G_s is about 2.63. For the desiccation tests, the material was prepared following different steps. Initially the clay was in form of dry powder, it was then mixed with de-aired water to reach a water content of 1.2 times the liquid limit ($w = 1.2w_L$). The obtained slurry was mechanically stirred for at least 15 minutes with a velocity of 280 rpm, which ensures to evacuate remaining air bubbles. Then, the material was placed in a carefully sealed container for 24 hours, which allows to well homogenize its water content.

To perform Digital Image Correlation (DIC), a thin square surface clay sample was used. For this purpose, a square mold of 179 mm x 179 mm, and 5 mm in thickness was designed. The bottom of the mold, which is in fact the support of the sample, is a smooth plate of Teflon treated with a thin layer of grease, as recommended by Péron (2008). This set up allows to drastically minimize the friction developed during shrinkage at the interface between the clay mud and the support. The material was introduced in the mold, and afterwards the surface was treated with an appropriate speckle allowing to get different gray-scale levels between the speckle (with black color) and the original clay matrix (with much lighter color) as shown in Fig. 1.

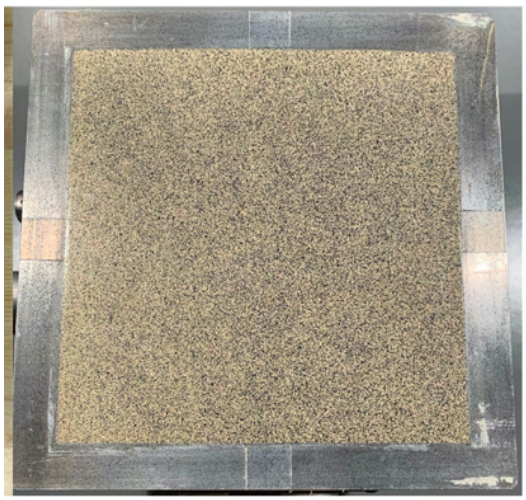


FIGURE 1. Illustration of a speckle field on the specimen surface

B. Test procedure for the shrinkage measurements

- Shrinkage curve

The Aiming to identify the water retention characteristics of the clay, and the shrinkage properties, tests on small samples were conducted involving measuring sample volumes (previously submitted to a given suction level) via hydrostatic weighing in liquid Kerdane. Samples were preconditioned to specific relative humidity (RH) levels using salt solutions in a desiccator. Five salts ($CaSO_4$, Na_2SO_4, NaCl, K_2CO_3, KOH) were employed to achieve the desired RH values (see Table 1). RH in the desiccator was monitored by a thermo-hygrometer, which also recorded temperature. These measurements made it possible to calculate the suction using Kelvin law Eq.1.

$$s = \frac{\rho_w RT}{M_w} \ln(RH) \qquad Eq.1$$

Where s is the suction in Pa; ρ_w is the density of water in kg/m^3; M_w is the molar mass of water in kg/mol; R is the ideal gas constant in $J/mol \cdot K$; T is the Kelvin temperature in K and RH is the relative humidity.

TABLE 1. The salt solutions and the corresponding relative humidity and suction values

Salt solutions	Relative humidity RH (%)	Suction (MPa)
$CaSO_4$	99.8	0.27
Na_2SO_4	92.5	10.5
NaCl	75.5	38
K_2CO_3	46.5	103.8
KOH	6.8	363.7

This method allows to obtain the Water Characteristic Curve (SWCC), by establishing relationships between the water content (w), the degree of saturation (S_r) and the suction (s), as well as the

shrinkage curve relating the void ratio (e) to water content. Therefore, the unsaturated behavior of the analyzed clay can be experimentally identified.

- Method for shrinkage measurement in the large clay sample using DIC

The aim is to utilize the DIC technique to measure the shrinkage of a square clay sample (see Fig. 1 and Fig. 2). Note that DIC allows access to both global shrinkage and local strain fields. For measurements, the sample with its support was placed on a scale to measure mass loss during drying and corresponding water content change. The system was housed in a chamber where relative humidity was controlled by salt solutions, maintaining a constant temperature of T = 20°. The descriptive scheme of the experimental device is shown in Fig. 2. Two digital cameras above the device capture sample images every 2 minutes. These images were analyzed using Vic-3D software for displacement and strain field determination.

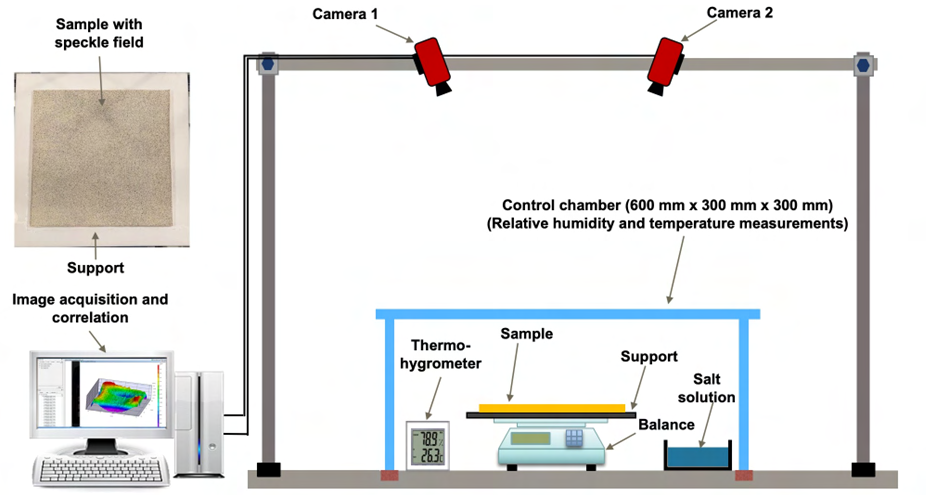
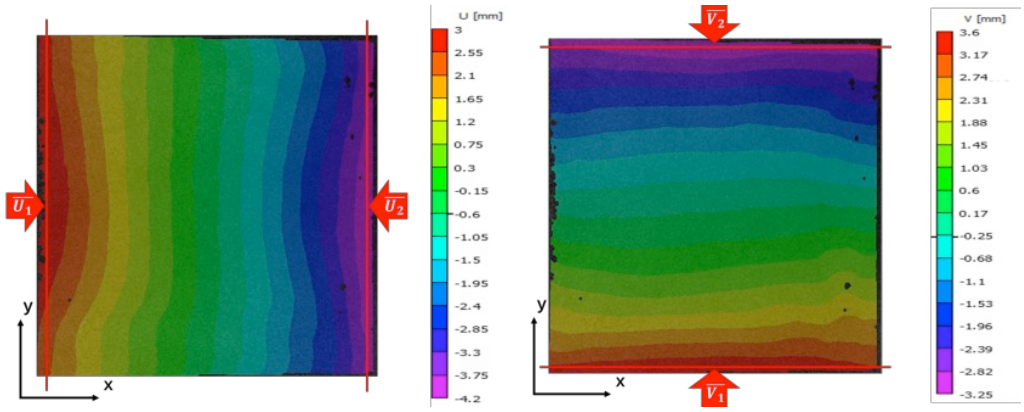
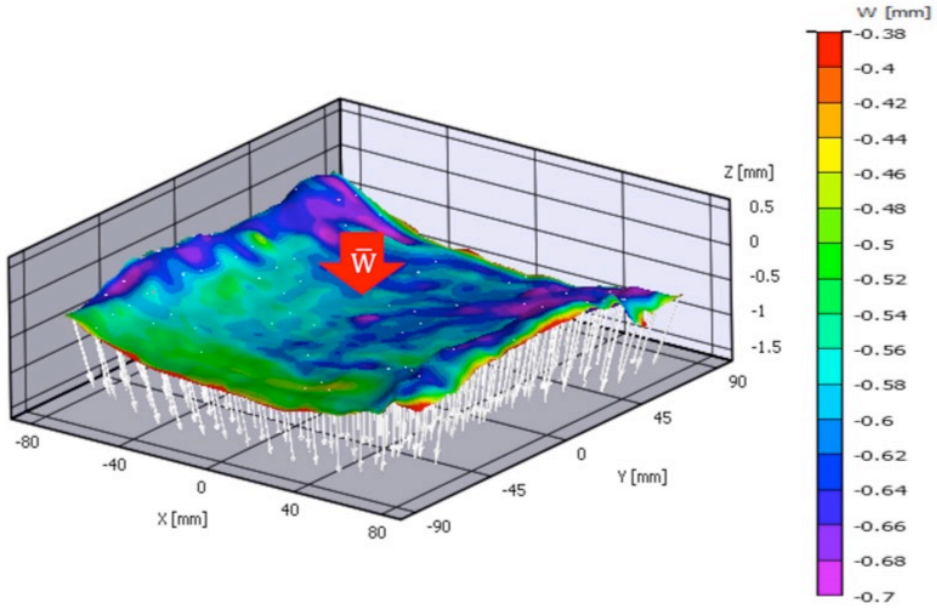


FIGURE 2. Representation of the desiccation test set up

Vic-3D software processes images to generate a contour map. It correlates pixel differences between successive and reference images to derive 3-D displacement and strain fields. Outputs include displacement along X-axis (U), Y-axis (V), and Z-axis (W) in millimeters. An example contour map illustrating the displacement field on the clay sample's surface is presented in Fig. 3.



(a) U (mm) Displacement field in x direction (b) V (mm) displacement field in y direction



(c) W (mm) displacement field in z direction

FIGURE 3. Example of VIC-3D results in terms of displacement field

results captured at t = 19.6 h of drying with w = 36.1% (Sample size: 179 mm x 179 mm x 5 mm)

Global strains of the sample may be calculated as follows:

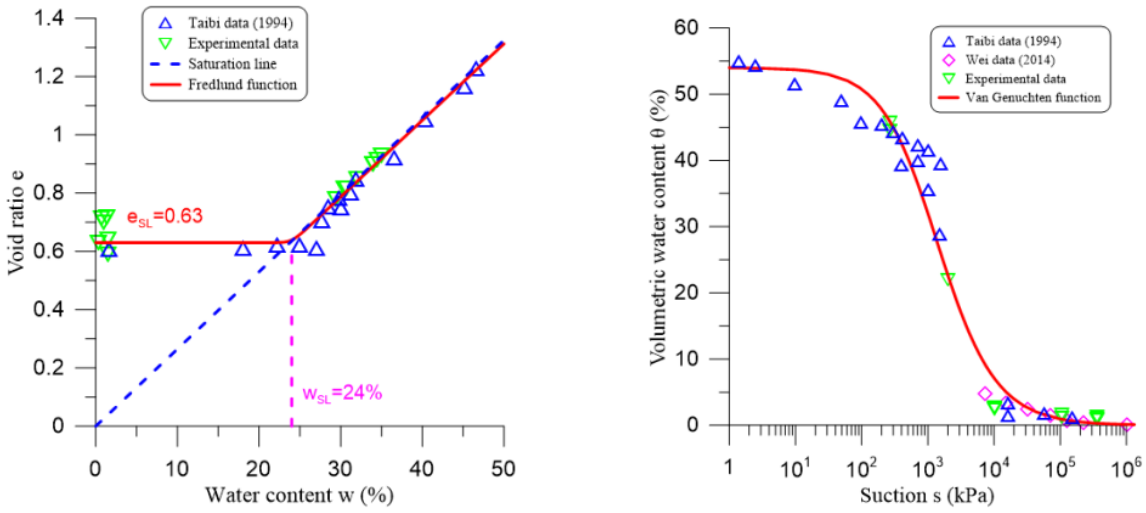
$$\varepsilon_x = \frac{\overline{U_1} + \overline{U_2}}{a_0} \qquad \varepsilon_y = \frac{\overline{V_1} + \overline{V_2}}{b_0} \qquad \varepsilon_z = \frac{\overline{W}}{th_0} \qquad Eq.2$$

$\overline{U_1}$ and $\overline{U_2}$ are the average displacement values along the vertical lines on the edge (Fig. 3a), while $\overline{V_1}$ and $\overline{V_2}$ are the average displacement values along the horizontal lines on the edge (Fig. 3b). $\overline{W}$ represents the average displacement value on the analyzed surface (Fig. 3c). a_0, b_0 and th_0 are the initial dimensions of the sample before the shrinkage test.

III. EXPERIMENTAL RESULTS AND CHARACTERIZATION OF THE SHRINKAGE PHENOMENON

A. Soil – Water Characteristic Curve and shrinkage curve

Fig. 4a shows the experimental results of the shrinkage curve of kaolin K13 in the (w-e) plane. Data from Taibi (1994), cited by Wei et al. (2016), were plotted in the same plane. As one can observe, the void ratio evolves as a function of the water content from the initially saturated state till the vicinity of the shrinkage limit (w_{SL}). At this stage, the material is assumed to maintain its saturation, and the curve follows the saturated line defined by $e = G_s \cdot w$. Then, the curve reaches a constant void ratio ($e_{SL} = 0.63$) while w continues to decrease.



(a) Intrinsic shrinkage line (b) Retention curve

FIGURE 4. Unsaturated properties of the kaolinite

Fig. 4b exhibits the results with those of different authors (Taibi 1994, Wei et al. 2016) in terms of volumetric water content versus suction. Using van Genuchten's law (van Genuchten 1980) expressed by Eq. 6, the experimental data could be fitted.

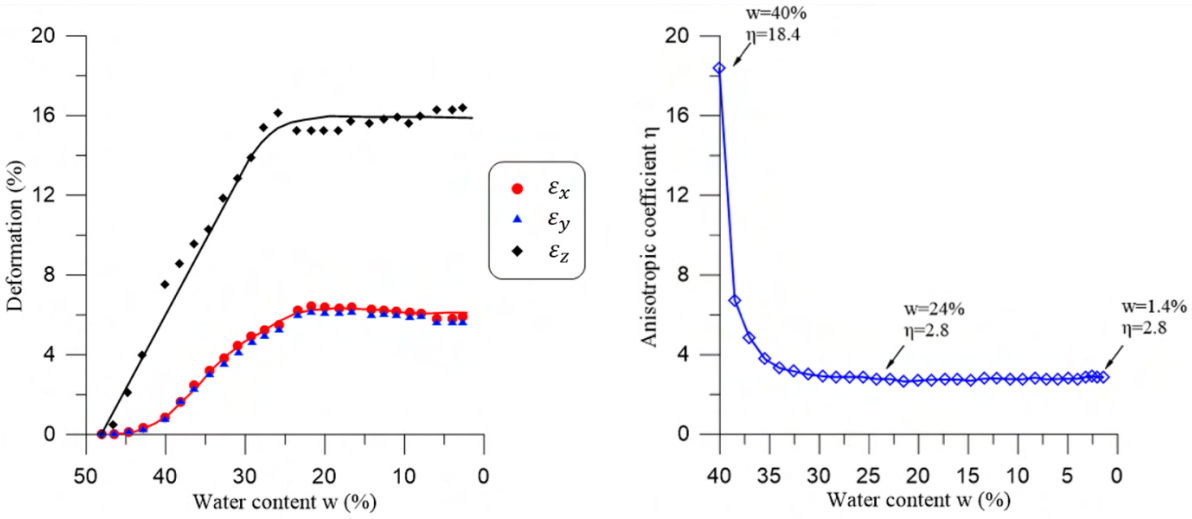
$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{(1 + [\alpha \cdot s]^n)^m} \qquad Eq.3$$

θ is the volumetric water content; s is the suction; θ_r is the residual volumetric water content, 0.001; θ is the saturated volumetric water content, 0.56; n, m and α are parameters related to the soil, where: α = 1000 kPa, n = 1.05 and m = 0.87.

B. Shrinkage identification using DIC global analysis

Drying leads to global strain variations represented in Fig. 5a, using Eq.2 for strain calculations. These results clearly show the development of anisotropic shrinkage, the vertical deformation strain (ε_z) being larger than the strains developed in the two other directions (ε_x and ε_y). It's

noteworthy that, in this scenario, the strain variations in the x and y directions are similar. Upon reaching near-zero water content, strains in all three directions stabilize, with ε_x = 5.8%, ε_y = 5.6%, and ε_z= 16.3%. Towards the end of the drying process, a ratio η of ε_z / ε_x = 2.8 is observed.



(a) Global strains variation versus water content

(b) Identification of anisotropy parameter as a function of water content

FIGURE 5. Shrinkage of the square surface sample development during drying

Fig. 5b shows the variation of the η parameter that changes from a large value of 18.4, which indicates that the shrinkage starts to develop from the surface of the sample in contact with the imposed RH, to a stabilized value of about 2.8.

C. Shrinkage through local analysis using DIC

During drying, the strain field contour maps on the soil sample surface can be obtained from DIC. From the results, the shrinkage at local scale has been analyzed for different windows P_i, as illustrated in Figs. 6a. Figs. 6b and 6d represent the evolution of the local strains ε_{xx} and ε_{zz}, respectively, versus the water content considering all P_i windows during desiccation.

The results show globally a similar evolution of the local strain curves. At the end of drying, one can observe slight differences between the results of the different windows close to the boundaries and the window in the center. As expected, the trend is that the deformation of the sample surface is larger close to the boundaries and decreases when approaching the center.

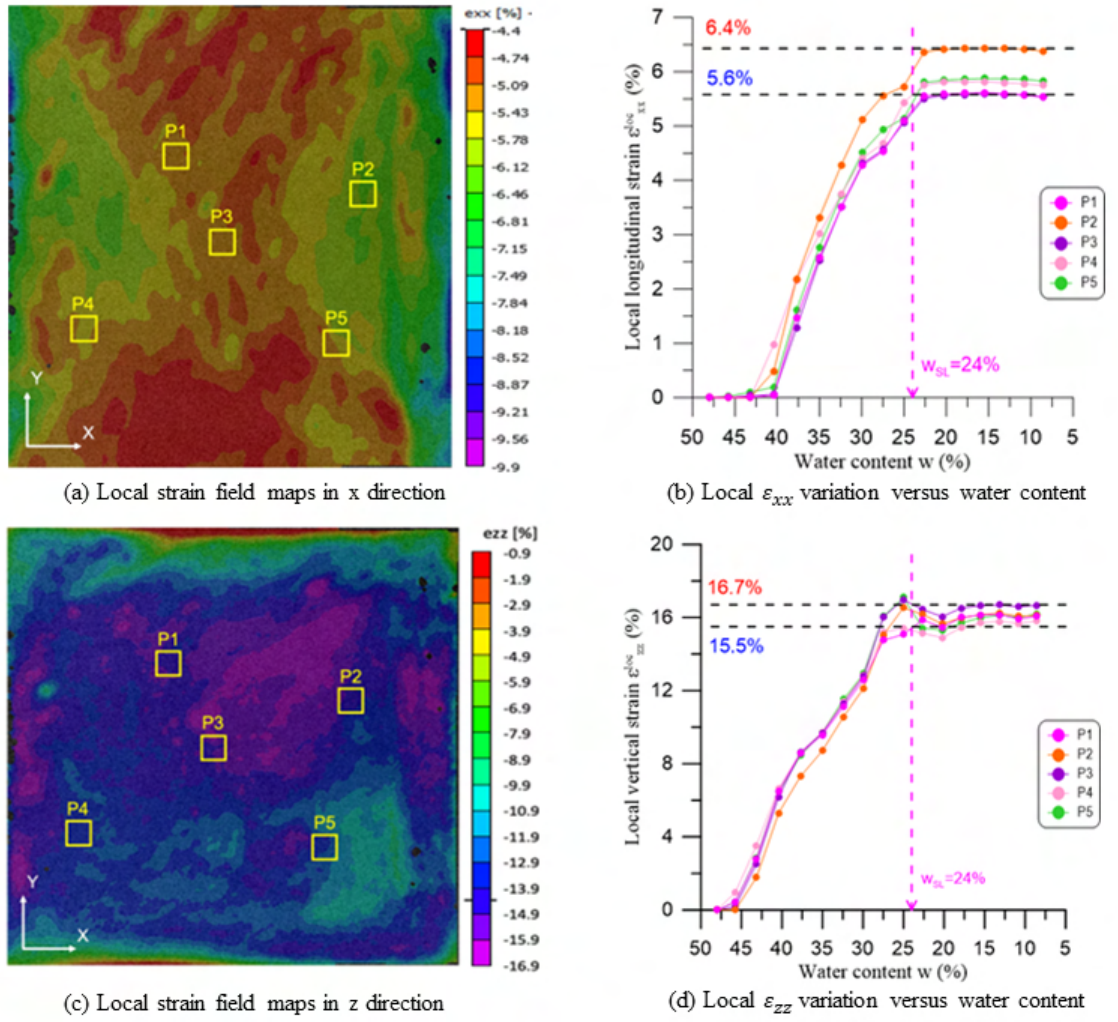


FIGURE 6. The experimental results of local vertical strains captured at t = 63h of drying with w= 7.2%

Another effect of drying is associated with the estimated local vertical strain ε_{zz}. In Fig. 6d, larger ε_{zz} values are clearly observed compared to horizontal strain ε_{xx}. In the x-direction, the global deformation of the sample is equal to 5.8%. In the same direction the maximum and minimum values of the local deformation are equal to 6.4% and 5.6% respectively. For the z-direction, the global deformation is equal to 16.3%, while the maximum and minimum values of the local deformation are equal to 16.7% and 15.5% respectively. These results show similar heterogeneity in local deformations in both horizontal and vertical directions. This also highlights an anisotropy similar to that previously obtained at the level global of the sample.

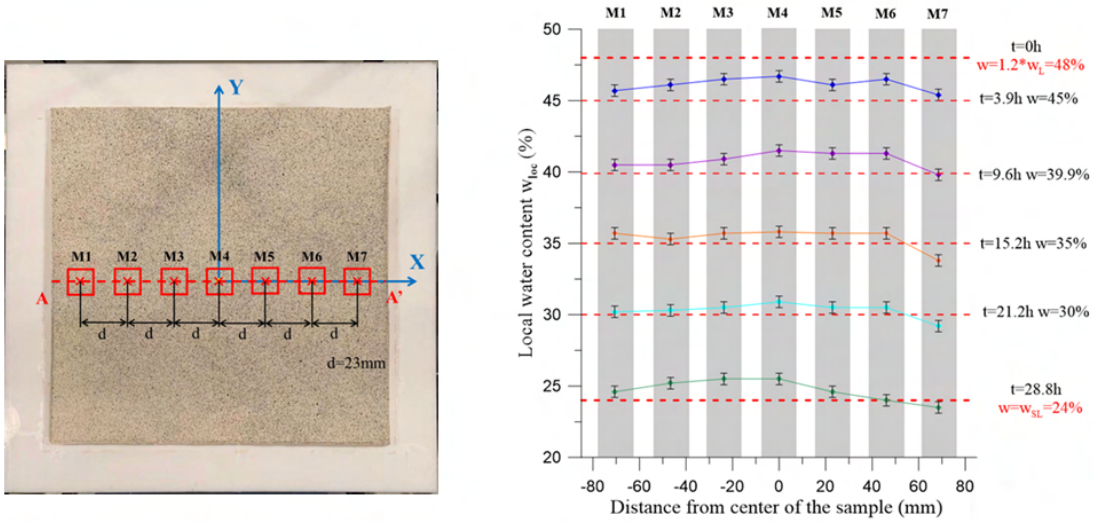
D. Water content distribution in the sample - characterizations from DIC results

From DIC results, one may also determine local volumetric strains by calculating the trace of the local strain tensors:

$$\varepsilon_v^{loc} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \qquad Eq.4$$

$$\varepsilon_v = \frac{e_0 - a_0\left[\left(\frac{w}{b_0}\right)^{c_0} + 1\right]^{\frac{1}{c_0}}}{1 + e_0} \qquad Eq.5$$

The local water contents can thus be estimated combining Eq. 4 and Fredlund's equation (Eq. 5), using the adequate Fredlund parameters, where: a_0 = 0.63, b_0 = 0.24 and c_0 = 50. e_0 is the initial void ratio, 1.26.



(a) Schematic diagram of selected local water contents (b) Distribution of local water contents

FIGURE 7. Estimation of local water contents from DIC results

Along the AA' line shown in Fig. 7a passing through the sample center, 7 selected zones M_i are first fixed, d = 23 mm being the distance joining the center of two successive zones. Average local water contents can thus be calculated during drying in each zone. The results in Fig. 7b, presenting the water content distribution on AA' line, show that slight local heterogeneities could appear early during drying and, after about 15 h of drying, more visible differences in water content start to appear in the border zone M7. This indicates gradient development in the evolution of water content during drying, from the borders to the center of the sample. In this figure, the discontinuous reds lines correspond to the global water contents obtained through the scale measurements in the global sample.

IV. CONCLUSIONS

The study aimed to analyze the shrinkage phenomenon and estimate the distribution of hydric parameters and their evolution during the drying process of a clay sample using Digital Image Correlation (DIC) technique results. The experimental findings lead to the following conclusions:

1. The soil-water characteristic curve of the tested clay (Kaolin K13) was derived from different experimental tests. Fredlund and van Genuchten curves have been selected as appropriate laws fitting well the shrinkage and retention properties of the material.
2. The developed experimental system effectively observed the shrinkage phenomenon in the square clay specimen. No significant constrained shrinkage that could alter the evolution of free shrinkage or clay/support frictions was observed during the experiment.
3. Anisotropy of shrinkage was experimentally observed in the tested square sample, characterized by the anisotropy parameter η. The vertical component of shrinkage appeared significantly larger than that in the other two directions, while the shrinkage components in the x and y directions were similar.
4. According to the experimental observations permitting to obtain a heterogeneous distribution the water content. This observation suggests the development of gradients in water content evolution during drying, with higher concentrations observed towards the center of the sample.

The study's approach, which relied solely on experimental observations using DIC technique, provided valuable insights into the behavior of clay samples during drying, particularly regarding shrinkage and water content distribution.

REFERENCES

Auvray, R., Rosin-Paumier, S., Abdallah, A., & Masrouri, F. (2013). Quantification of soft soil cracking during suction cycles by image processing. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 18(1), 11-32.

Cheng, W., Yang, Z., Hattab, M., Bian, H., Bouchemella, S., & Fleureau, J.M. (2022). Free desiccation shrinkage process in clayey soils, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26:13, 6398-6423, https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1942223

Dyer, M. (2005). Further tests on the fissuring of Thorngumbald flood embankment. *Advanced experimental unsaturated soil mechanics*, ESPERUS 2005, 501–504.

Eid, J., Taibi, S., Fleureau, J.-M., & Hattab, M. (2015). Drying, cracks and shrinkage evolution of a natural silt intended for a new earth building material. Impact of reinforcement. *Construction and Building Materials*, 86, 120–132.

Fleureau, J.-M., Kheirbek-Saoud, S., Soemitro, R., & Taibi, S. (1993). Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 287–296.

Haines, W. B. (1923). The volume changes associated with variations of water content in soil. *Journal of Agriculture Science*, 13, 293–310.

Lu, N., Godt, J., & Wu, D. (2010). A closed–form equation for effective stress in variably saturated soil. *Water Resources Research*, 46(5), W05515.

Lu, N., Wu, B., & Tan, C. P. (2005). A tensile strength apparatus for cohesionless soils. *Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, 105–110. London: Taylor & Francis Group.

Morris, P. H., Graham, J., & Williams, D. J. (1992). Cracking in drying soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 262–277.

Nahlawi, H., Chakrabarti, S., & Kodikara, J. (2004). A direct tensile strength Testing Method for unsaturated geomaterials. *Geotechnical Testing Journal*, 27(4), 356–361.

Péron, H., Delenne, J. Y., Laloui, L., & El Youssoufi, M. S. (2009a). Discrete element modelling of drying shrinkage and cracking of soil. *Computers and Geotechnics*, 36, 61–69.

Péron, H., Hu, L. B., Laloui, L., & Hueckel, T. (2007). Mechanisms of desiccation cracking of soil: Validation. *Numerical Models in Geomechanics–NUMOG X*, 277–282.

Péron, H., Hueckel, T., Laloui, L., & Hu, L. (2009c). Fundamentals of desiccation cracking of fine–grained soils: experimental characterization and mechanisms identification. *Canadian Geotechnical Journal*, 46, 1177–1201.

Péron, H., Laloui, L., Hueckel, T., & Hu, L. B. (2009b). Desiccation cracking of soils. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(7–8), 869–888.

Stirk, G. B. (1954). Some aspects of soil shrinkage and the effect of cracking upon water entry into the soil. *Australian Journal of Agricultural Research*, 5, 279–290.

Taibi, S. (1994). Comportement mécanique des sols soumis à une pression interstitielle négative. *Comptes rendus des Onzièmes Rencontres Universitaires de Génie Civil*, 13–14. Nîmes, France.

Tang, C. S., Cui, Y. J., Tang, A. M., & Shi, B. (2010). Experiment evidence on the temperature dependence of desiccation cracking behavior of clayey soils. *Engineering Geology*, 141 (3–4), 261–266.

Tang, C. S., Shi, B., Liu, C., Suo, W. B., & Gao, L. (2011). Experimental characterization of shrinkage and desiccation cracking in thin clay layer. *Applied Clay Science*, 52, 69–77.

Tempany, H. A. (1917). The shrinkage of soils. *Journal of Agricultural Science*, 8, 312–330.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed–form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892–898.

Wang, D.Y., Tang, C.S., Cui, Y.C., Shi, B., & Li, J. (2016). Effects of wetting drying cycles on soil strength profile of a silty clay in micro–penetrometer tests. *Engineering Geology*, 206, 60–70.

Wei, X., Hattab, M., Bompard, P., & Fleureau, J.-M. (2016). Highlighting some mechanisms of crack formation and propagation in clays on drying path. *Géotechnique*, 66(4), 287–300.

Effets de la dessiccation sur le retrait et la fissuration des sols argileux sous chaussée

Mohamed Amine ES-SOUFI[1,2], Nadia SAIYOURI[1], Arnaud LAFOURCADE[2], Jacqueline SALIBA[3]

[1] *Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, 33405 Talence, France*

[2] *GEOTEC, Bureau d'études géotechniques, 19 rue de la Gravette, 33320 Eysines, France*

[3] *College of Engineering and Technology, American University of the Middle East, Egaila, 54200, Kuwait, Jacqueline.saliba@aum.edu.kw*

RESUME L'impact de la sécheresse sur la fissuration des chaussées construites sur des sols argileux constitue un enjeu majeur dans le domaine de l'ingénierie des infrastructures routières. Les argiles, en tant que sols, présentent la particularité de subir des variations volumiques significatives en fonction de leur teneur en eau. Les périodes de sécheresse peuvent induire un retrait du sol argileux, entraînant ainsi des fissures et des déformations dans la chaussée. Cet article se focalise sur une analyse approfondie des mécanismes de retrait et de fissuration de trois types d'argile : une kaolinite, une bentonite, et un sol argileux d'Esnandes, prélevé sous les chaussées des routes des marais dans le département de la Charente-Maritime (17), dans le Sud-Ouest de la France. Des essais de retrait linéaire (NF P 94-060-2) et de suivi de la fissuration induite par le séchage utilisant la méthode de corrélation d'images numériques (CIN) ont été réalisés afin d'évaluer le retrait et la fissuration de ces trois argiles. Des analyses microscopiques et minéralogiques ont été également réalisées pour approfondir la compréhension de ce phénomène.

Mots-clefs : retrait, fissuration, argiles, corrélation d'images numériques

Modalité de présentation : Orale

I. INTRODUCTION

La fissuration des chaussées est un problème courant dans les régions où le sol est composé principalement d'argile. Les argiles sont des matériaux qui ont la propriété de se contracter lorsqu'ils sont secs et de se dilater lorsqu'ils sont mouillés. Ce phénomène, connu sous le nom de retrait-gonflement, peut causer des dommages importants aux infrastructures, y compris aux chaussées. La vulnérabilité accrue des accotements, notamment à proximité de la végétation, aggrave cette problématique. L'extension des périodes de sécheresse rend les routes de plus en plus sujettes aux fissures dues au retrait du sol (Buhler and Cerato, 2007). Les fissures de séchage peuvent se former lorsque les contraintes dans la chaussée dépassent la résistance du matériau. Elles se déclenchent à la surface des sols, se propagent à la fois latéralement et vers le bas dans le corps du sol et se transforment en un réseau complexe de fissures, ce qui crée des zones fragiles dans le corps du sol avec une résistance mécanique réduite. Ce mécanisme, apparemment simple

soulève de nombreuses questions concernant le retrait des sols argileux et la propagation des réseaux de fissures (Boivin et al., 2004; Groenevelt, 2004; Kodikara et al., 2000; Mbemba, 2010; Osinubi and Nwaiwu, 2008; Stirk, 1954). (Lecocq and Vandewalle, 2003) ont réalisé une étude expérimentale sur une lame d'argile longue et étroite, des fissures divisaient la lame d'argile en petits segments perpendiculaires à sa longueur. (Peron et al., 2009) ont démontré l'effet de la rugosité du support sur l'apparition des fissures. Le retrait est accompagné de fissures si le support sur lequel reposent les échantillons génère du frottement. En effet, ce frottement provoque des contraintes de traction dans l'échantillon en réponse au déplacement induit par le retrait. Lorsqu'à un point la contrainte de traction atteint la valeur de la résistance à la traction du matériau, la rupture se produit à ce point. D'autres travaux ont étudié la propagation des fissures dans un champ bidimensionnel. (Tang et al., 2010) ont étudié l'impact de la température sur le séchage en utilisant une technique d'analyse d'image, la forme des fissures induites et la variation de la zone fissurée en fonction de la teneur en eau du matériau ont été analysées. (Wei, 2014) a étudié le champ de déformation de la surface de l'argile pendant le séchage en utilisant une technique de corrélation d'images et a montré que, dans un premier stade, les fissures apparaissent lorsque la résistance à la traction est atteinte localement, puis elles se propagent et se bifurquent sous l'effet des contraintes de cisaillement qui se développent le long de la fissure. L'étude des fissures de séchage et spécifiquement de leur profondeur a fait l'objet d'une attention croissante dans les recherches récentes. (Sanchez et al., 2013) ont utilisé un dispositif laser 2D couplé à un dispositif de contrôle de mouvement (qui permet le balayage de la surface totale d'un sol soumis au séchage) en mesurant en parallèle la perte d'eau au fil du temps pour déterminer le retrait vertical, longitudinal et transversal, ainsi que la profondeur et la largeur des fissures.

Dans cet article, des essais de retrait linéaire et de suivi de la fissuration induite par le séchage utilisant la méthode de corrélation d'images numériques sont réalisés sur trois types de sols argileux : deux argiles de référence, la bentonite très gonflante et la kaolinite peu gonflante, ainsi qu'un sol argileux prélevé sur une route déjà fissurée. L'évaporation de l'eau, le retrait linéaire et volumique, l'initiation et la propagation des fissures en surface ont été surveillés pendant le séchage pour les trois types d'argile. L'objectif est de mieux comprendre le mécanisme de retrait et de fissuration des sols argileux.

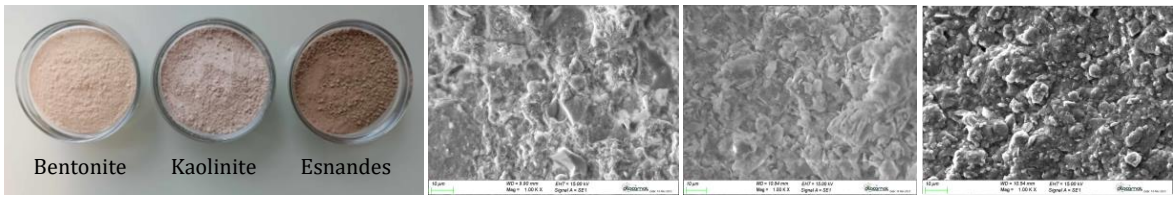
II. CARACTERISATION DES SOLS ET METHODOLOGIE EXPERIMENTALE

Le sol argileux examiné a été prélevé le long de la route départementale des marais RD105, située entre Esnandes et Charron (17). Six sondages (SC100 à ST/SC105) ont été réalisés à des profondeurs comprises entre 1 et 2,5 mètres. Une caractérisation physique de ces échantillons a été réalisée au travers d'une campagne expérimentale. Les six échantillons d'Esnandes démontrent une homogénéité remarquable dans leurs caractéristiques physiques, soulignant une cohérence significative entre les différentes mesures effectuées. En accord avec la classification GTR, ces échantillons sont catégorisés dans la classe des argiles A4 (ES-SOUFI et al., 2023). En raison des limitations de quantité des échantillons en laboratoire, un mélange représentatif sera constitué pour former le sol type d'Esnandes, désigné désormais sous le nom de "Sol d'Esnandes". Ce mélange sera composé de 13% de SC100, 6% de SC102, 24% de SC103, 33% de SC104, et 24% de

SC105. L'échantillon SC101 ne sera pas pris en compte en raison de sa disponibilité restreinte. Les deux autres argiles sont la bentonite fournie par LAFAURE et la kaolinite SOKA (figure 1 (a)).

Les propriétés plastiques des trois argiles testées ont été évaluées à travers les limites d'Atterberg et la valeur VBS. La bentonite se distingue par sa plasticité élevée, avec une limite de liquidité (w_L) de 84% et un indice plastique (Ip) de 44%, ce qui témoigne de sa réactivité significative aux variations de la teneur en eau. Le sol d'Esnandes montre des caractéristiques plastiques légèrement élevées (w_L = 76% et Ip = 33%), bien que moins marquées que celles de la bentonite. En revanche, la kaolinite présente des valeurs plus modérées (w_L = 59% et Ip = 27%), indiquant une plasticité moindre. Les valeurs élevées du VBS pour la bentonite et le sol d'Esnandes (10,2 et 6,4 g/100g) confirment leur forte plasticité. En ce qui concerne le pH, la bentonite présente une valeur moyenne de 8,1, la kaolinite de 6,3 et le sol d'Esnandes de 8,9. Ces variations de pH sont attribuées à la composition chimique spécifique des minéraux d'argile et aux réactions chimiques qui se produisent dans la solution.

L'examen microscopique par MEB révèle que la kaolinite (figure 2 (c)) exhibe une disposition feuilletée avec une organisation cristalline précise, illustrant une structure bien définie à l'échelle microscopique. À l'inverse, la bentonite (figure 2 (b)) présente une complexité structurale supérieure, formant une matrice tridimensionnelle avec des agrégats disposés de manière moins ordonnée. En ce qui concerne le sol d'Esnandes (figure 2 (d)), l'observation au MEB révèle une structure de grains agglomérés. Des grains plus importants agissent comme des noyaux autour desquels des particules plus petites se regroupent de manière moins ordonnée. Cette organisation suggère une structure plus hétérogène et moins cristalline, indiquant une variabilité dans la taille et l'agencement des particules.



(a) **(b)** **(c)** **(d)**

FIGURE 1. (a) Photos des argiles étudiées, observation au MEB de : (b) la bentonite, (c) la kaolinite, (d) le sol d'Esnandes

L'analyse chimique par EDS montre que la kaolinite présente un rapport Si/Al d'environ 1. En revanche, la bentonite et le sol d'Esnandes affichent des rapports Si/Al d'environ 2, avec des pourcentages plus élevés de magnésium (Mg), potassium (K) et de fer (Fe). Les résultats XRF confirment ces observations. Les essais DRX, réalisés en collaboration avec l'Institut de Chimie de la Matière Condensée de Bordeaux (ICMCB) et analysés via le logiciel Profex 5.2.5, démontrent que la bentonite se caractérise par une concentration élevée d'illite et de montmorillonite. La présence de la montmorillonite, un minéral gonflant, suggère une capacité à absorber l'eau et à subir des variations de volume importantes. Le sol d'Esnandes présente également une teneur notable en illite et montmorillonite, bien que légèrement inférieure à celle de la bentonite. De plus, la présence de graphite, un composé carboné, dans le sol d'Esnandes confirme la présence de matière organique dans ce sol. En revanche, la composition minéralogique de la kaolinite est principalement dominée par le minéral non-gonflant « kaolinite ».

TABLEAU 1. Eléments et composés chimiques présents dans les argiles testées : (a) EDS, (b) XRF

(a)

Elément	Pourcentage (%)		
	Bentonite	Kaolinite	Esnandes
Si	23,3	19,2	21,1
Al	11,1	19,6	11,0
Mg	2,2	0,2	2,0
K	2,0	0,8	1,8
Fe	2,5	0,4	2,5
Na	0,2	-	1,0
Ca	2,2	-	2,7
Ti	0,3	-	0,2
Cl	0,1	-	0,2
C	-	-	3,1
O	56,1	59,8	54,4
Total	100		

(b)

Composé	Pourcentage (%)	
	Bentonite	Kaolinite
SiO_2	54,6	47,9
Al_2O_3	16,7	35,8
MgO	2,3	0,3
K_2O	2,8	1,5
Fe_2O_3	5,5	1,1
Na_2O	0,1	0,1
CaO	6,1	0,1
TiO_2	0,7	0,3
…	…	…

Dans un premier temps, des essais de retrait linéaire conformément à la norme NF P 94-060-2 ont été effectués sur les trois types d'argile. L'objectif étant d'observer la variation de hauteur d'éprouvettes soumises au séchage à l'air libre. Cette variation de hauteur a été mesurée à l'aide d'un comparateur de précision à 0,01 mm, placé dans une bague de 50 mm de diamètre et 20 mm de hauteur. Les échantillons d'argile en poudre, initialement à une teneur en eau de 60% et une densité sèche de 1 g/cm³, reproduisant les caractéristiques des sols sous-chaussée d'Esnandes, ont été positionnés dans des conditions de température et d'humidité de T = 20 ± 2°C et HR = 50 ± 5%. En suivant la variation de hauteur et de la teneur en eau, des courbes de retrait ont été tracées, offrant ainsi un aperçu de la cinétique de retrait et de séchage des argiles, ainsi que la détermination de leur limite de retrait qui est la teneur en eau en dessous de laquelle l'assèchement se fait sans variation de volume (figure 2 (a)). De manière simultanée, une deuxième série de mélanges identiques a été réalisée dans les mêmes conditions, mais cette fois sans l'utilisation d'un capteur de déplacement. Le retrait linéaire et le retrait volumique ont été mesurés à l'aide d'un pied à coulisse de 0,01 mm de précision (figure 2 (b)). Afin d'assurer la variabilité et la précision des résultats, deux échantillons ont été préparés pour chaque type d'argile, avec la mesure de quatre diamètres et trois hauteurs par échantillon. Les valeurs moyennes ont ensuite été calculées pour obtenir une estimation représentative de la hauteur finale après séchage et du retrait volumique.



(a) **(b)**

FIGURE 2. (a) Appareil de mesure du retrait linéaire, (b) mesure des dimensions de l'échantillon par un pied à coulisse

Dans un second temps, des essais portant sur le suivi de la fissuration induite par le séchage ont été effectués. Au cours de ces essais, des photographies de la surface supérieure des échantillons ont été prises à différents moments du processus de séchage. Les échantillons, à une teneur en eau initiale de 60% et une densité sèche de 1 g/cm³, sont placés dans un récipient avec un diamètre de 180 mm et une hauteur de 6 mm dans des conditions de température et d'humidité de T = 20 ± 2°C et HR = 50 ± 5%. Ces dimensions ont été soigneusement sélectionnées pour générer des contraintes internes plus importantes lors du processus de séchage, favorisant ainsi la formation des fissures. Un mouchetis peu et très dense, nécessaire à la corrélation d'images numériques, est appliqué sur la surface supérieure des échantillons par une peinture aérosol. Au fil du processus de séchage, l'échantillon peut se fissurer, formant des réseaux de fissures observés en deux dimensions (2D). La base du récipient est en téflon (lisse). Par la suite, une base rugueuse en PVC (raillée pour augmenter le frottement) sera utilisée, et les mêmes essais seront reproduits pour évaluer la différence. L'approche de corrélation d'images numériques est utilisée pour obtenir une compréhension approfondie du mécanisme d'apparition et d'évolution des fissures pendant la dessiccation. En appliquant des techniques de traitement d'image, la géométrie des fissures a été décrite quantitativement et les caractéristiques de la propagation des fissures avec une teneur en eau décroissante ont été déterminées.

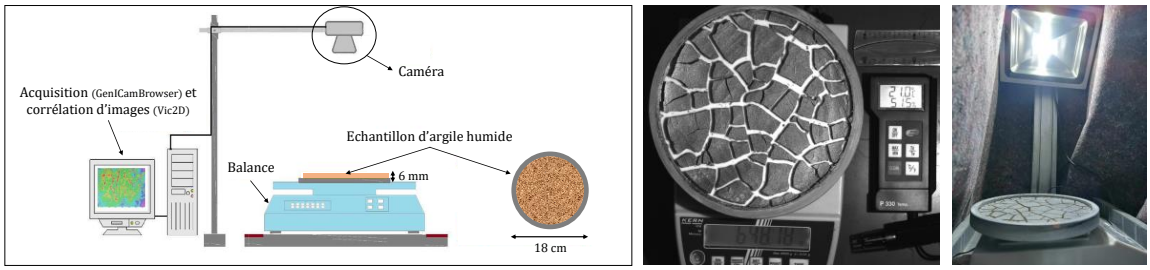


FIGURE 3. Dispositif expérimental de l'essai de suivi de fissuration induite par le séchage

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Essais de retrait linéaire NF P 94-060-2

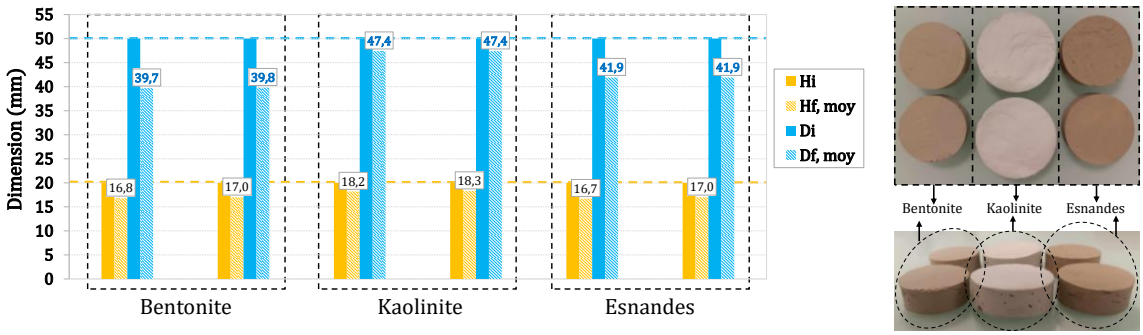


FIGURE 4. Dimensions des éprouvettes des argiles testées à l'état initial (i) et final (f, moy)

Les échantillons d'argile, initialement de 50 mm de diamètre et de 20 mm de hauteur, ont été préparés de manière uniforme avec une teneur en eau initiale de 60%. Une procédure de compactage manuel a été suivie pour obtenir une densité sèche commune de 1 g/cm³, justifiant ainsi la présence observée de porosité. La variation de hauteur et de diamètre des échantillons entre l'état initial et l'état final à la fin du processus de séchage est présentée dans la figure 4. Les courbes de retrait ainsi que les valeurs du retrait linéaire et volumique sont représentées dans la figure 5.

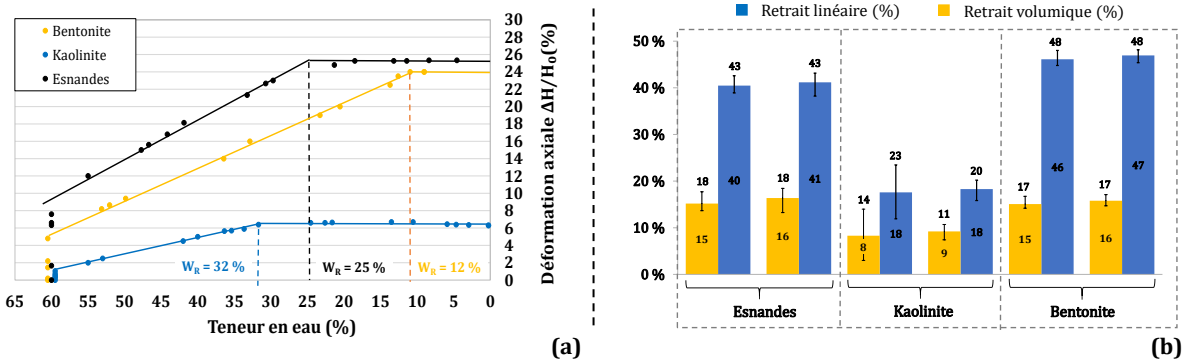


FIGURE 5. (a) Courbes de retrait, (b) Valeurs du retrait linéaire et volumique des argiles étudiées

Les résultats des essais de retrait linéaire mettent en lumière des comportements distincts des argiles étudiées lors du processus de séchage. La kaolinite présente une limite de retrait élevée de 32% et une déformation axiale maximale modérée de 6,5%. À l'inverse, le sol d'Esnandes présente une limite de retrait plus faible de 25% mais une déformation plus prononcée de 26%. La bentonite affiche la limite de retrait la plus basse des trois, avec une valeur de 12%, et une déformation de retrait similaire à celle du sol d'Esnandes (24%). Concernant le retrait volumique, la kaolinite affiche une déformation volumique de 18%, indiquant une variation de volume modérée lors du processus de séchage. En revanche, le sol d'Esnandes présente une déformation volumique plus significative, atteignant 40%, soulignant une propension plus marquée à des changements de volume. La bentonite se distingue par la plus grande déformation volumique, avec une valeur de 47%, mettant en évidence une sensibilité accrue aux variations dimensionnelles. Il est donc observé que la kaolinite a tendance à se stabiliser rapidement au cours du séchage, illustrée par une faible déformation de retrait. En revanche, la bentonite et le sol d'Esnandes montrent une propension plus marquée à subir des variations significatives avec le séchage. Leur capacité à retenir davantage d'eau les expose à des changements de volume plus prononcés que ceux observés pour la kaolinite.

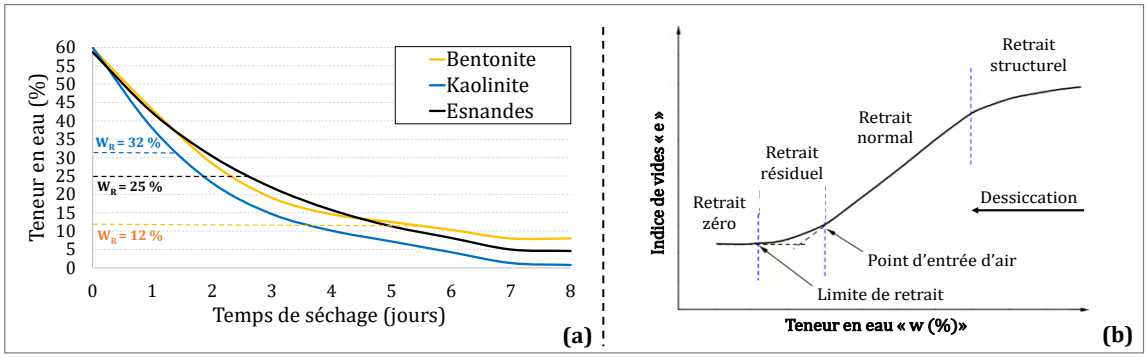


FIGURE 6. **(a) Courbes de séchage des argiles étudiées, (b) Phases du retrait par dessiccation** (Stirk, 1954; Tang et al., 2011)

L'analyse de la cinétique de séchage donne un aperçu du comportement hydrique de ces argiles. Les courbes de séchage (figure 6 (a)) indiquent que la vitesse d'évaporation de l'eau des échantillons ralentit après leur limite de retrait. De plus, après 8 jours de séchage, la kaolinite a quasiment éliminé toute son eau alors que la bentonite et le sol d'Esnandes ont maintenu une teneur en eau respectivement de 9% et 5% suggérant une rétention d'eau plus élevée même après une période prolongée de séchage.

B. Essais de suivi de la fissuration induite par le séchage utilisant la méthode de corrélation d'images

Le logiciel Image-J est utilisé pour sélectionner et capturer la zone d'analyse, corriger l'éclairage en filtrant les bruits, et surtout transformer les images en 8 bits noir/blanc. Deux essais ont été réalisés pour chaque échantillon afin d'évaluer la fiabilité des résultats. Les mesures obtenues sont cohérentes entre les deux essais, confirmant ainsi la fiabilité de la procédure expérimentale.

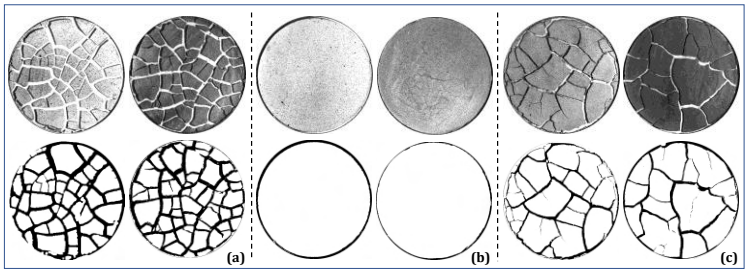


FIGURE 7. **Images réelle et binaire à la fin du processus de séchage de (a) la bentonite, (b) la kaolinite, et (c) le sol d'Esnandes**

Le traitement par Image-J permet ensuite de mesurer automatiquement la longueur, l'ouverture et la surface des fissures des échantillons. Ces mesures seront utilisées pour calculer la densité du retrait global GSR (Global Shrinkage Ratio). L'erreur estimée lors de la réalisation de ces mesures est d'environ 5%. Cette densité est exprimée en pourcentage selon la formule :

$$GSR = \frac{S_I - S_F}{S_I} \times 100$$

TABLEAU 2. **Densité de retrait global GSR et ouverture des fissures des argiles testées**

	Bentonite		Kaolinite		Esnandes	
Surface de l'échantillon (mm²)	254,5	254,5	254,5	254,5	254,5	254,5
Surface rétrécie « SI – SF » (mm²)	81,4	81,3	17,4	8,9	36,8	37,0
Densité de retrait global GSR (%)	32,0	31,9	6,8	3,5	14,5	14,5
Ouverture des fissures (mm)	4,7 ± 1,1	4,7 ± 1,0	-	-	3,5 ± 0,9	3,7 ± 1,0

La kaolinite se distingue par sa résistance à la fissuration lors du séchage. Bien qu'elle ait montré une faible rétraction surfacique de moins de 7%, aucun réseau de fissures n'a été observé. Cette stabilité apparente peut être attribuée à sa structure cristalline et sa composition. En revanche, la bentonite a manifesté un comportement significativement différent, présentant un réseau de fissures étendu qui a contribué à un pourcentage de fissuration élevé de 32%. Cela peut être associé à la nature gonflante de la bentonite en présence d'eau, provoquant des contraintes

internes importantes lors du séchage. Le sol d'Esnandes, bien que plus résistant à la fissuration que la bentonite, a montré un pourcentage de fissuration de 14,5%, indiquant une certaine propension à la déformation en surface. En ce qui concerne la largeur des fissures (ouverture) à la fin du séchage, la bentonite et le sol d'Esnandes affichent des moyennes de 4,7 mm et 3,4 mm respectivement (tableau 2).

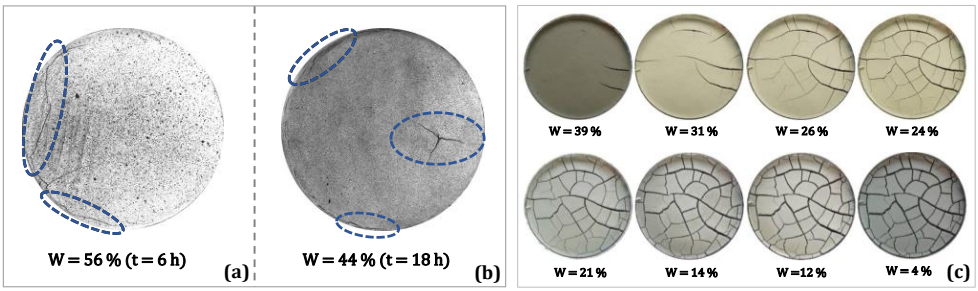


FIGURE 8. Teneur en eau et temps de début de fissuration de (a) la bentonite, (b) le sol d'Esnandes. (c) Evolution de la fissuration d'une argile de Romainville (Tang et al., 2011)

Les premières fissures de la bentonite sont apparues après 6 heures de séchage (figure 8 (a)), lorsque la teneur en eau est descendue à 56%. Ces fissures observées sont principalement primaires, se formant plus près du bord du récipient plutôt qu'au centre. Cela pourrait être attribué à une variation de la vitesse de séchage entre le centre et les bords du récipient en raison de la circulation d'air différente à ces emplacements.

De plus, la présence de PVC au niveau du bord peut induire des contraintes locales supplémentaires, favorisant le début de la fissuration à cet endroit. Concernant le sol d'Esnandes, les premières fissures sont apparues un peu plus tard, soit après 18 heures de séchage, à une teneur en eau de 44% (figure 8 (b)). Comme pour la bentonite, les premières fissures ont également débuté près du bord du récipient. Cependant, une fissure un peu plus éloignée des bords est apparue en se développant rapidement en fissures secondaires. (Tang et al., 2011) ont effectué des essais similaires sur une argile de Romainville composée d'illite et de smectite et placée sur un support cylindrique de 117 mm de diamètre et 8 mm d'épaisseur, dans des conditions de température et d'humidité relative respectives de 25°C et 50%. Leurs résultats ont indiqué que les fissures ont été initiées depuis les bords et se sont propagées vers le centre.

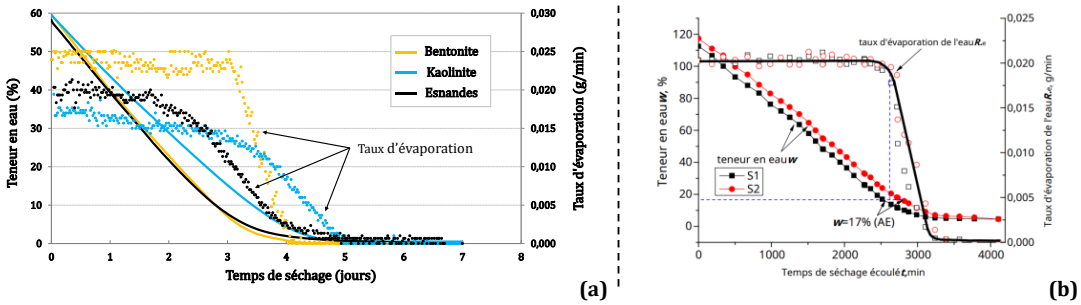


FIGURE 9. Courbes de séchage et taux d'évaporation en fonction du temps de séchage des (a) argiles étudiées, (b) argile de Romainville (Tang et al., 2011)

Au stade initial du séchage, les teneurs en eau ont diminué de manière linéaire, avec des taux d'évaporation constants spécifiques pour chaque type d'argile. La bentonite a affiché le taux d'évaporation le plus élevé à 0,025 g/min, suivi du sol d'Esnandes à 0,020 g/min, et enfin la

kaolinite à 0,015 g/min. Après environ 2 jours pour le sol d'Esnandes et 3 jours pour la bentonite et la kaolinite, la diminution de la teneur en eau a progressivement ralenti (figure 9 (a)). Concernant l'argile de Romainville (Tang et al., 2011), la teneur en eau a également diminué linéairement au stade initial, avec un taux d'évaporation constant d'environ 0,021 g/min. Environ 2 jours plus tard, la diminution de la teneur en eau a ralenti, se stabilisant ensuite à un niveau résiduel d'environ 4,5% (figure 9 (b)). À la limite de plasticité (W_P), la bentonite a commencé à manifester un réseau de fissuration, marqué par des ouvertures de fissures initialement modestes. En revanche, le sol d'Esnandes n'a présenté qu'un début de fissuration, limité aux premières fissures primaires et secondaires qui évoluaient lentement. Au stade de la limite de retrait (W_R), les ouvertures de fissures de la bentonite ont augmenté en largeur et le sol d'Esnandes a développé un réseau de fissures, bien que les largeurs des fissures soient légèrement inférieures à celles observées pour la bentonite. A la fin du processus de séchage, aucune différence significative n'a été observée par rapport à l'état à la limite de retrait pour les deux argiles. Les fissures et les ouvertures n'ont pas montré d'évolution substantielle, indiquant que les propriétés de fissuration atteignent une stabilité apparente à la limite de retrait (figure 10).

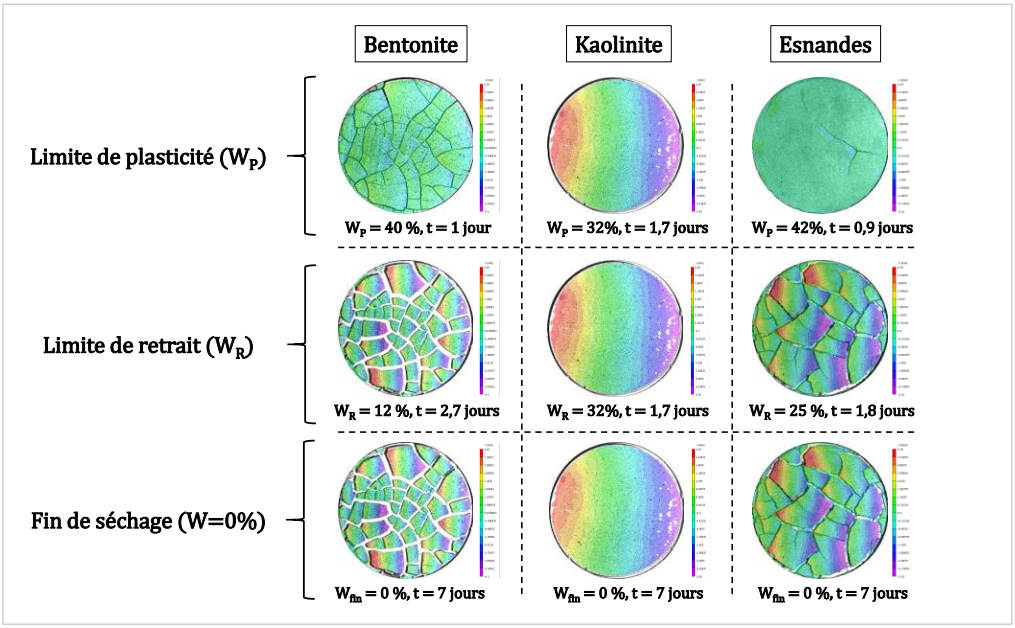


FIGURE 10. Champs de déplacement des argiles étudiées à W_P, W_R et W_{fin}

IV. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Des essais de retrait linéaire et de suivi de la fissuration induite par le séchage en utilisant la méthode de corrélation d'images numériques ont été réalisés sur trois sols argileux comprenant une bentonite gonflante, une kaolinite non gonflante et un sol argileux prélevé sur une route départementale située entre Esnandes et Charron (17). Les constations suivantes ont été établies :

- La kaolinite se caractérise par sa stabilité et sa résistance remarquable à la fissuration, tandis que la bentonite et le sol d'Esnandes ont démontré des niveaux plus élevés de déformation et de fissuration.

- L'évolution d'un échantillon d'argile lors du processus de séchage est étroitement liée à ses dimensions. Les petits échantillons peuvent se rétracter sans se fissurer en raison d'une diminution uniforme de la teneur en eau. Cependant, avec des échantillons plus étendus, les variations dans la perte d'eau peuvent générer des contraintes internes plus importantes. Cela peut conduire à la formation des fissures.

Suite à cela, des traitements à base de nano-silice et de lait de chaux seront mis en œuvre. Leur efficacité sera évaluée en termes de réduction du retrait et de limitation des fissures.

REFERENCES

Boivin, P., Garnier, P., Tessier, D., 2004. Relationship between Clay Content, Clay Type, and Shrinkage Properties of Soil Samples. Soil Science Soc of Amer J 68, 1145–1153. https://doi.org/10.2136/sssaj2004.1145

Buhler, R.L., Cerato, A.B., 2007. Stabilization of Oklahoma Expansive Soils using Lime and Class C Fly Ash, in: Problematic Soils and Rocks and In Situ Characterization. Presented at the Geo-Denver 2007, American Society of Civil Engineers, Denver, Colorado, United States, pp. 1–10. https://doi.org/10.1061/40906(225)1

ES-SOUFI, M.A., SALIBA, J., Saiyouri, N., LAFOURCADE, A., 2023. Etude du potentiel de gonflement et de retrait des sols argileux sous chaussée des routes des marais. Academic Journal of Civil Engineering 41, 293–302. https://doi.org/10.26168/ajce.41.1.29

Groenevelt, P.H., 2004. Analysis of soil shrinkage data.

Kodikara, J., Barbour, S., Fredlund, D., 2000. Desiccation craking in soils, in: Asian Conference on Unsaturated Soils.

Lecocq, N., Vandewalle, N., 2003. Dynamics of crack opening in a one-dimensional desiccation experiment. Physica A: Statistical Mechanics and its Applications 321, 431–441. https://doi.org/10.1016/S0378-4371(02)01538-8

Mbemba, 2010. Évaluation de la dessiccation, du retrait et de la fissuration de matériaux silteux peu plastiques.

Osinubi, K.J., Nwaiwu, C.M.O., 2008. Desiccation-induced Shrinkage in Compacted Lateritic Soils. Geotech Geol Eng 26, 603–611. https://doi.org/10.1007/s10706-008-9193-4

Peron, H., Hueckel, T., Laloui, L., Hu, L.B., 2009. Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterisation and mechanisms identification. Can. Geotech. J. 46, 1177–1201. https://doi.org/10.1139/T09-054

Sanchez, M., Atique, A., Kim, S., Romero, E., Zielinski, M., 2013. Exploring desiccation cracks in soils using a 2D profile laser device. Acta Geotech. 8, 583–596. https://doi.org/10.1007/s11440-013-0272-1

Stirk, G.B., 1954. Some aspects of soil shrinkage and the effect of cracking upon water entry into the soil. Australian Journal of Agricultural Research 5, 279–296.

Tang, C.-S., Cui, Y.-J., Tang, A.-M., Shi, B., 2010. Experiment evidence on the temperature dependence of desiccation cracking behavior of clayey soils. Engineering Geology 114, 261–266. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.05.003

Tang, C.-S., Shi, B., Liu, C., Suo, W.-B., Gao, L., 2011. Experimental characterization of shrinkage and desiccation cracking in thin clay layer. Applied Clay Science 52, 69–77. https://doi.org/10.1016/j.clay.2011.01.032

Wei, X., 2014. Etude micro-macro de la fissuration des argiles soumises à la dessiccation.

Suivi de la fissuration d'une poutre bois par LIDAR

Sylvie YOTTE[1], Rémi TAUTOU[1], Jean Denis LANVIN[2], Ion Octavian POP[1]

[1] *Univ. Limoges, GC2D, EA 3178, F-19300 Egletons, France.*

[2] *FCBA, Allée de Boutaut – BP 227, 33028 Bordeaux Cedex*

RESUME L'objectif de ce travail est de tester l'utilisation du LIDAR pour voir si en suivi de structure cela pourrait être un outil de détection de dommage intéressant. Des essais de flexions 4 points ont été réalisés sur des poutres en bois (épicéa, peuplier et chêne) issues de récupération de manière à connaitre leur potentiel en réemploi issues de récupération. L'exemple d'une poutre en chêne a été présenté. Des paliers de chargement ont été réalisés de façon à scanner avec un LIDAR une surface de la poutre. Le nuage de points obtenu subit d'abord une ACP pour redéfinir le repère de projection centré au centre de gravité. Le variogramme dans la direction de plus grande inertie est calculé et analysé puis les paramètres de rugosité Rq, Rku, Rsk sont déterminés sur des fenêtres de différentes tailles déplacées sur l'image surfacique 3D. La technique mise en œuvre a permis de mettre en évidence une possible localisation d'un départ de fissure critique à partir de 750 daN.

Mots-clefs Bois, Flexion, LIDAR, Surface 3D, relief

Modalité de présentation Présentation orale

INTRODUCTION

Le LIDAR ou la photogrammétrie sont des outils de plus en plus utilisés pour inspecter les ouvrages ou les bâtiments in-situ. Souvent, ces techniques remplacent certaines missions critiques (travail en hauteur, …) de l'inspecteur, lequel à partir du nuage de points fait son rapport en analysant l'image 3D obtenue. L'utilisation de l'IA permet aussi de nettoyer le nuage de points pour faire disparaître la végétation éventuelle et identifier les fissures. Entre ces deux approches, il est possible d'analyser le nuage de points de façon traditionnelle en travaillant sur des indicateurs de rugosité ou de relief. L'étude présentée ici, s'intéresse aux possibilité qu'offrirait le LIDAR de suivre une poutre en bois in situ.

Al-Kheder et al en 2009 par exemple reconstitue une image 3D des châteaux situés en Jordanie en utilisant à la fois le scan laser et la photogrammétrie. L'intérêt est de restituer aussi la texture et l'information liée à la texture. Arias et al en 2005 construit une image 3D de la Basilique de l'Ascension en Galice à l'aide de la photogrammétrie et du scan laser. Ainsi les pathologies visibles à partir de la surface du monument ont pu être détectées. Biscarini et al en 2020 propose d'utiliser conjointement le radar sol, la photogrammétrie et la caméra infrarouge pour évaluer les dégradations d'un pont romain. Par photogrammétrie aérienne (drone équipé d'une caméra), une image 3D surfacique est d'abord construite en obtenant une bonne qualité y compris pour les points peu accessibles pour un piéton. Le radar permet de retrouver les dégradations situées dans le pont. L'information obtenue à l'aide de la caméra infrarouge peut être superposée à l'image 3D construite à l'aide du radar et de la photogrammétrie. Cela permet d'identifier les zone plus humides, donc pour ce qui est de la pierre, plus poreuses et donc plus susceptible de lixiviation. Acikgoz et al 2017, ont utilisé le scan laser pour identifier les pathologies liées le tassement différentiel pendant des travaux. Ils ont construit plusieurs

nuages de points à différentes époques des travaux et ont pu comparer les nuages entre eux pour déterminer le déplacement vertical et les rotations des voutes. Cabaleiro et al (2017) utilisent le scan laser pour déterminer les caractéristiques des fissures sur une poutre en bois. En particulier, sont déterminées la longueur, l'aire, la largeur maximale ou l'orientation. Par contre ils travaillent en projection sur une surface, ce qui fait que l'aspect volumique de la fissure n'est pas étudié. Cavalagli et al (2020) reconstruit l'image 3D surfacique d'un pont à l'aide de photogrammétrie aérienne (utilisation d'un drone). Par contre, en plus des coordonnées 3D des points, sont étudiées les couleurs, ce qui permet d'obtenir des informations supplémentaires sur l'endommagement du pont (en plus des vides représentant la perte de matière et les fissures). Le modèle est aussi utilisé pour réaliser une analyse par éléments finis, par simplification du nuage de points. La différence entre le nuage simplifié et le nuage brut est en moyenne inférieure à 5mm. Costa-Jover et al ont utilisé le scan laser pour comparer différentes voutes d'une cathédrale, supposées être identiques, leur comparaison issue de nuages de 624 millions de points souligne leurs différences. Gressin et al (2013) travaille sur l'ensemble des points issus de photogrammétrie pour identifier les lignes, les surfaces et les amas de points non structurés. A partir de là il peut comparer deux nuages de points ce qui apporte des informations sur l'évolution dans le temps d'une structure. Jalon et al (2021), proposent une méthode pour identifier le recul d'une surface dans le temps. Ils travaillent sur des surfaces de monuments historiques, constituées de différents reliefs et de différents matériaux avec des modes d'endommagement différents. Ils utilisent une démarche probabiliste pour identifier le dommage et son évolution. Napolatino et Glisic en 2019 utilisent la photogrammétrie pour mesurer la largeur de fissures sur des structures maçonnées. L'objectif est de trouver l'origine de ces fissures avec un modèle DEM. Pancani et Bigongiari (2020) construisent un modèle 3D surfacique d'une forteresse médiévale en combinant le scan laser et la photogrammétrie. Ils réalisent un diagnostic structurel des restes de cette forteresse à l'aide de cette image 3D. Riveiro et al en 2011 réalisent un modèle surfacique 3D issue de la photogrammétrie d'un pont en maçonnerie pour faire l'analyse structurale du pont. En 2016, Riveiro et al, réalise une segmentation du nuage de points dans le but d'identifier les différents éléments d'un pont en maçonnerie. Schueremans and Van Genechten (2009) le scan laser est utilisé pour obtenir un nuage de points afin d'avoir la forme exacte des voutes et pouvoir étudier correctement leur stabilité. Ech (2007) dans sa thèse a caractérisé les déformations obtenues sur des éprouvettes soumises en surface à des sollicitations cycliques. Cette caractérisation a été réalisée à partir d'un relevé du relief de leur surface à partir d'une machine à mesurer laser 3D. On ne trouve pas ou que peu de travaux LIDAR dans le domaine de l'expertise des structures en bois.

Dans un premier temps, une étude bibliographique situera le projet. Puis l'essai réalisé sur des poutres en bois sera décrit, les indicateurs utilisés présentés et les résultats obtenus restitués. Enfin une analyse finale de ces mêmes résultats sera réalisée à la suite.

ESSAIS RÉALISÉS

L'objectif est de pouvoir suivre des poutres en bois en place. Mais pour étudier la faisabilité, le travail a été réalisé sur des poutre en bois issues de récupérations de maisons anciennes et que l'on a testées sur un banc de flexion 4 points. Les résultats présentés ici ne concernent qu'une seule poutre. Les essais sont réalisés sur un banc d'essais hydraulique vertical piloté et asservi informatiquement, d'une capacité nominale de 250 kN par vérin (figure 1). Ces vérins synchronisés sont de classe 1, c'est à dire que la force est mesurée avec une précision de 1 % sur la mesure. Des paliers de chargement (tous les 250 daN) ont été effectués pour prendre les mesures LIDAR. Seuls les points situés dans un rectangle où est initiée la fissure sont analysés, afin d'identifier l'indicateur le plus pertinent. Le rectangle de sélection est le même pour toutes les images 3D obtenues pendant les essais sur une même poutre,

quel que soit le niveau de chargement. C'est comme une fenêtre au travers de laquelle on observerait la poutre. La poutre se déforme pendant l'essai. Les coordonnées x isolées par la fenêtre sont à peu près les mêmes pour toutes les images mais les coordonnées y (verticales) des points de la poutre ne sont pas les mêmes. En clair il y a un déplacement relatif vertical de la fenêtre par rapport à la poutre au cours de l'essai de flexion. C'est la conséquence du choix d'une fenêtre fixe pour l'analyse.

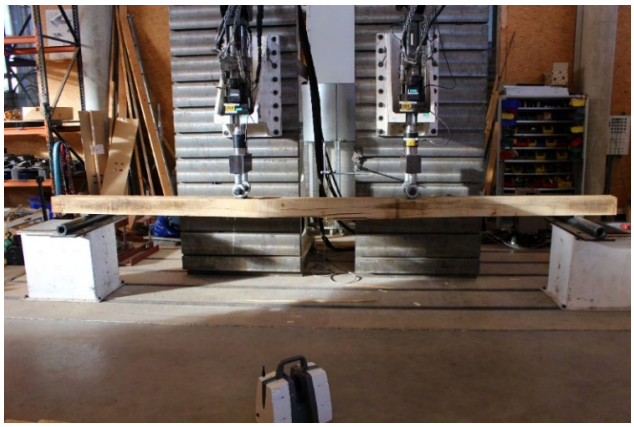


FIGURE 1. Montage de flexion 4 points (poutre chêne de 5m ; section 150x150 mm²)

TRAITEMENT DU NUAGE DE POINTS

Le nuage brut est constitué de l'ensemble des points acquis par le LIDAR. Un premier traitement sur le logiciel lié au Lidar CYCLONE® permet de ne garder que ce qui correspond à l'objet étudié.

La démarche globale de traitement est montrée dans la figure 2. Une ACP (Analyse en Composantes Principales) est d'abord réalisée, afin de rendre le traitement reproductible, indépendant de la méthode d'inspection (utilisation de cibles ou non, position du LIDAR, ou bien utilisation de la photogrammétrie). Elle permet de définit un repère centré au centre de gravité et dont les axes sont les axes de plus grande inertie du nuage. Une grille est superposée, afin de pouvoir faire un fenêtrage et calculer les indicateurs de rugosité sur chaque fenêtre et aussi de calculer le variogramme. Ce sont les paramètres habituels de rugosité (Rq, Rsk et Rku voir tableau 1) qui sont déterminés.

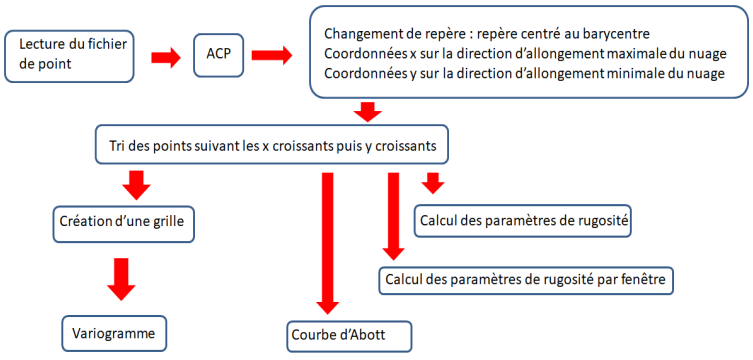


FIGURE 2. Traitement du nuage de points

A chaque sommet de la grille, le barycentre de la rugosité (relief) est établi en z. On définit ainsi des fenêtres de taille 5 fois celle de la grille jusqu'à la moitié de l'image. La fenêtre se déplace en x et y et

pour chaque position, les paramètres de rugosité sont établis, et pour chaque taille de fenêtre on garde la valeur maximale et la valeur minimale de chaque indicateur de rugosité. La variogramme, lui, permet de voir l'évolution de la structure dans l'espace du relief et ou de la rugosité.

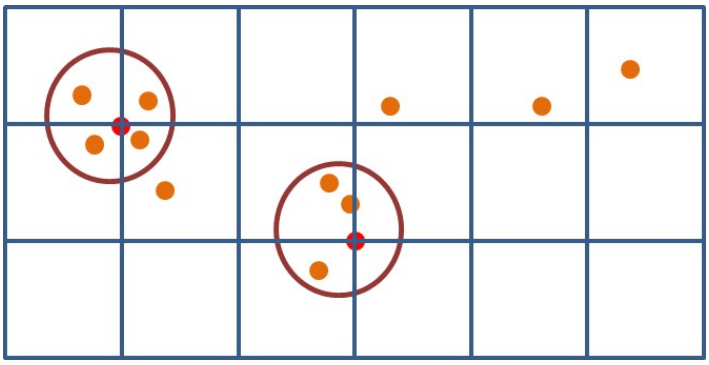


FIGURE 3. Superposition de la grille et détermination des valeurs de z à chaque sommet par le barycentre d'au plus 4 points les plus proches du sommet.

TABLEAU 1. Paramètres de rugosité

Moyenne	$R_a = \frac{1}{np}\sum_{1}^{np} z_i$ (1)
Ecart type	$R_q = \left(\frac{1}{np}\sum_{1}^{np}(z_i)^2\right)^{1/2}$ (2)
Asymétrie	$R_{sk} = \frac{1}{{R_q}^3 np}\sum_{1}^{np}(z_i)^3$ (3)
Aplatissement	$R_{ku} = \frac{1}{{R_q}^4 np}\sum_{1}^{np}(z_i)^4$ (4)

RESULTATS : ACP (ANALYSE EN COMPOSANTES PRINCIPALES)

Le premier paramètre qui évolue avec le chargement est la valeur propre correspondant à z de l'ACP (axe de plus faible inertie représentant le relief ou la rugosité). La figure 4 en présente la variation. Les 2 autres valeurs propres ne présentent pas de variation significative. La courbe montre une croissance de l'inertie dans cette direction. Cela peut être dû à un effet Poisson et aussi en fin d'essai à l'apparition de la fissure fatale. La rupture intervient pour 2250 daN.

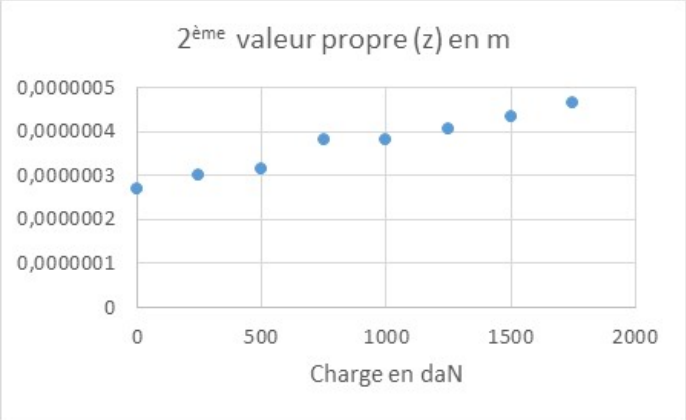


FIGURE 4. Variation de la valeur propre issue de l'ACP

RÉSULTATS : VARIOGRAMME

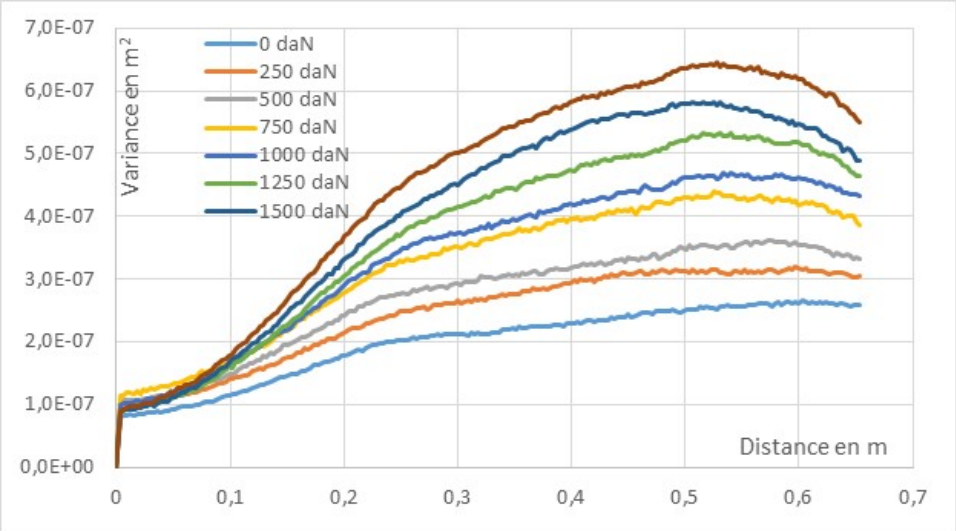


FIGURE 5. Variogrammes pour chaque chargement

Les variogrammes (figure 5), complètent cette vue d'ensemble. Ils ont été tracés pour chaque palier de chargement avec une grille de 3 mm. Pour chaque palier de chargement la figure présente le variogramme moyen dans la direction x (plus grande inertie).

On se contente d'un regard qualitatif sur les courbes. D'une façon générale, les courbe croissent régulièrement puis se stabilisent à peu près toutes. On n'observe pas réellement de palier à cette échelle (grille de 3 mm), la variance augmente avec la distance et avec la charge. Ce qui signifie que plus on charge plus la structure géographique de la rugosité (z) varie. On peut quand même observer 2 niveaux de structure : une première inférieure à 3mm qui correspond au début d'un premier palier, puis une seconde entre 30cm et 50cm (pour les chargements faibles) 40cm à 60 cm pour les chargements supérieurs à 750 daN. Le tableau 2 rend cela avec Rq : l'écart type global de la distribution de z croît avec le chargement. Les valeurs du tableau 2 ont été calculées avec les données issue de l'ACP, sans utiliser la grille.

TABLEAU 2. **Valeurs moyennes des paramètres de rugosité sur la zone observée**

Palier	0 daN	250 daN	500 daN	750 daN	1000 daN	1250 daN	1500 daN	1750 daN
Rq	3,8E-04	4,4E-04	4,3E-04	4,3E-04	4,6E-04	4,8E-04	5,0E-04	5,3E-04
Rsk	-1,4E+00	-1,4E+00	-1,5E+00	-1,6E+00	-1,6E+00	-1,5E+00	-1,4E+00	-1,2E+00
Rku	2,7E+00	2,7E+00	2,7E+00	3,2E+00	3,3E+00	2,8E+00	2,2E+00	1,9E+00

RÉSULTATS : PARAMETRES DE RUGOSITE

Les variations de rugosité minimale et maximale sont présentées sur les figures 6 (Rku), 7 (Rq) et 8 (Rsk). Une grille à mailles carrées de 3 mm a été utilisée et sur les figures sont mises en abscisse les tailles d'un côté de la fenêtre de calcul (carrée elle aussi). Le minimum (courbes a) correspond à la valeur minimale trouvée sur l'ensemble des fenêtres de même taille, et le maximum (courbes b) donne la valeur maximale trouvée sur le même ensemble. A cette échelle là (entre 15mm et 55 mm) le variogramme présente un plateau, c'est-à-dire que les fenêtres donnent des résultats indépendants.

A. Influence du chargement sur Rku

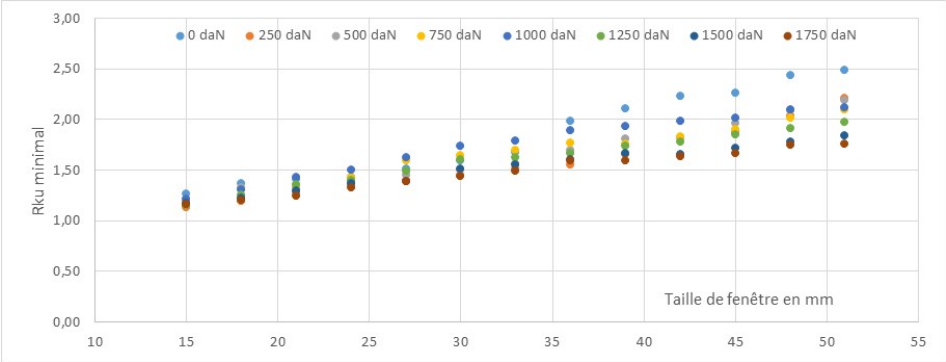


FIGURE 6a. **Valeur minimale sur toutes les fenêtres de même taille de Rku**

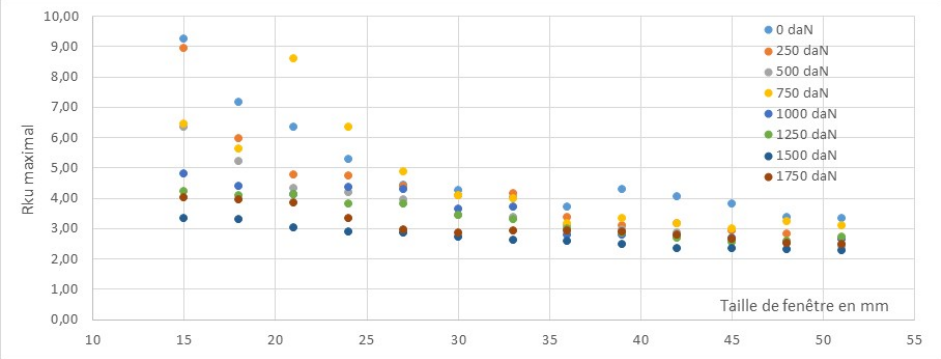


FIGURE 6b. **Valeur maximale sur toutes les fenêtres de même taille de Rku**

Rku (figure 6a et b) caractérise l'aplatissement de la distribution des altitudes z. Lorsque la charge augmente, la valeur minimale de Rku diminue quelle que soit la fenêtre d'observation. Le tableau 2 montre Rku augmentant avec la charge et diminuant par la suite. On ne retrouve pas cela pour les valeurs de Rku fenêtrée, y compris pour les grandes tailles de fenêtre. Mais le variogramme montre l'existence d'une structure plus grande de l'ordre de 40 cm. Cela explique pourquoi les valeurs ne semblent pas converger vers le Rku global quand la taille augmente.

B. Influence de la taille de la fenêtre sur Rku

La valeur minimale correspond à une fenêtre où la distribution des z est relativement constante. On peut donc toujours trouver une « petite » fenêtre (taille 15 à 20 mm) pour laquelle la répartition est aplatie quel que soit le chargement. Puis sur les fenêtres isolant plus de points, la distribution va tendre vers la distribution moyenne (autour de 2 pour le minimum et le maximum) sur la zone digitalisée par le LIDAR. Pour la fenêtre de taille 51 mm (figure 6a), la distribution est moins constante et présente sans doute un léger mode.

C. Influence du chargement sur Rq

Les figures 7a et b présentent les valeurs minimale et maximale de Rq obtenue pour chaque taille de fenêtre et chaque chargement.

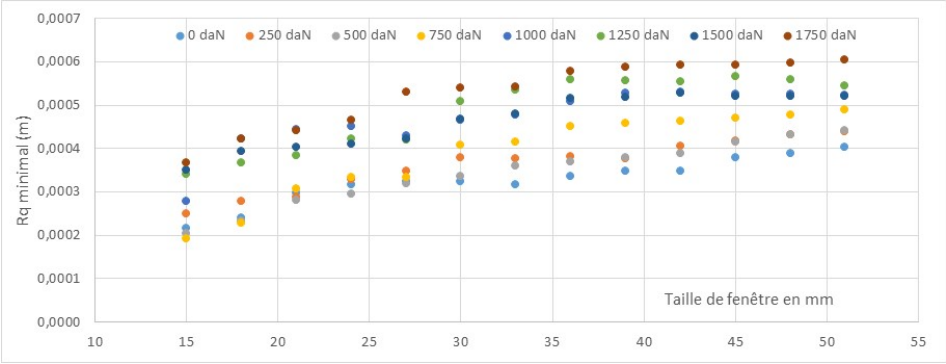


FIGURE 7a. Valeur minimale sur toutes les fenêtres de même taille de Rq

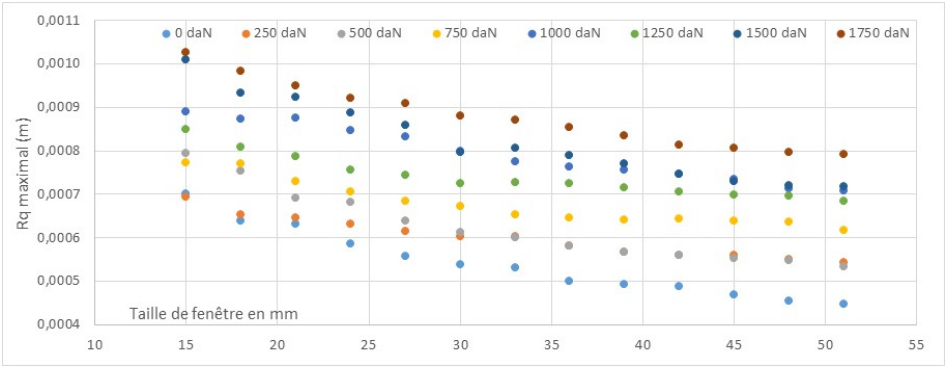


FIGURE 7b. Valeur maximale sur toutes les fenêtres de même taille de Rq

La valeur donnée dans le tableau 2 est croissante avec le chargement. Ce qui signifie que plus la poutre est contrainte plus le désordre induit se manifeste dans la distribution des z. Par contre sur les

figures 7 jusqu'à 1750 daN, on n'observe pas de discontinuité qui pourrait alerter sur l'apparition d'une fissure.

D. Influence de la taille de la fenêtre sur Rq

La valeur minimale trouvée de Rq va caractériser une fenêtre dans laquelle les valeurs de z ne vont pas trop varier. Avec la taille de fenêtre le minimum croît et le maximum décroît vers la moyenne qui devrait être celle du tableau 2. En effet pour 1750 daN le minimum converge au-delà de 0,0006 m et le maximum en deçà de 0,0008 m. Ce qui est au-dessus de la valeur donnée par le calcul direct de Rq sur les données. Pour les petites tailles de fenêtre (15 à 27 mm) Rq minimal est croissant donc plus la taille augmente plus la variabilité de z augmente. Cela signifie que jusqu'à 27 mm, on peut trouver au moins une zone de cette taille avec peu de variation de l'altitude (soit c'est inférieur à l'ordre de grandeur d'une zone défectueuse et la fenêtre est perdue au milieu du défaut soit c'est l'ordre de grandeur d'une zone sans défaut). Entre 33 mm et 51 mm, on observe une stabilisation de Rq à partir de 750 daN. Cela signifie qu'il existe une fenêtre de cette taille pour laquelle la variabilité n'augmente plus. On peut penser qu'on aurait localisation de la déformation ailleurs sur la poutre. Rq maximal continue lui de décroître très fortement pour 1500 daN et 1750 daN et un peu moins pour les autres niveaux de chargement. Cela peut être interprété comme une localisation qui prend suffisamment d'ampleur pour que, sur une fenêtre carrée de 51 mm de côté, il y ait peu de variation en z.

E. Influence du chargement sur Rsk

Les figures 8a et b présentent les valeurs minimale et maximale de Rsk obtenues pour chaque taille de fenêtre et chaque chargement. Rsk est le coefficient d'asymétrie. S'il est négatif, il y a un écart au-dessus de la ligne moyenne (z=0 en repère centré au centre de gravité). Il y a donc peu de z négatifs mais leur valeur absolue est grande et beaucoup de petites valeurs positives ce qui explique une moyenne nulle et un mode négatif strictement. Cela peut représenter des fissures, des stries ou bien une usure de la surface.

On observe globalement une augmentation (diminution en valeur absolue) du minimum de Rsk avec le chargement, ce qui fait plus penser à une représentation des fibres du bois, qui vont se tasser au cours de la flexion de la poutre. Il y a peu de différence entre les valeurs pour 1500 daN et pour 1750 daN.

La valeur maximale de Rsk diminue avec le chargement (augmente en valeur absolue) pour les fenêtres les plus petites. Par contre pour les fenêtres les plus grandes, Rsk augmente avec la charge. Cela peut indiquer un désordre initial (défauts de l'ordre de 15 mm à 27 mm) dans la surface qui disparait au cours du chargement.

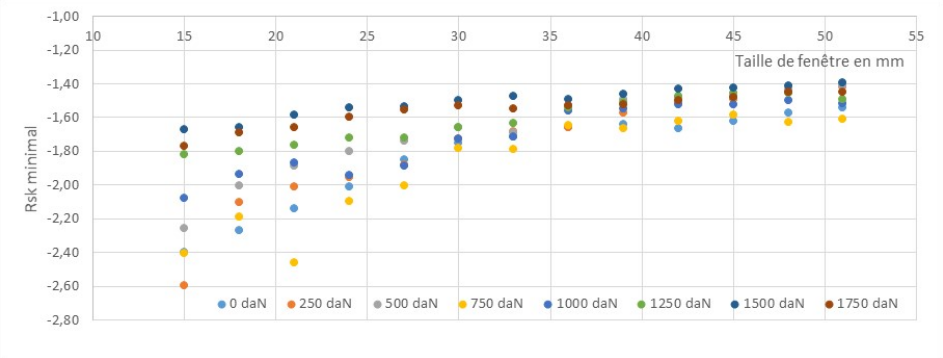


FIGURE 8a. Valeur minimale sur toutes les fenêtres de même taille de Rsk

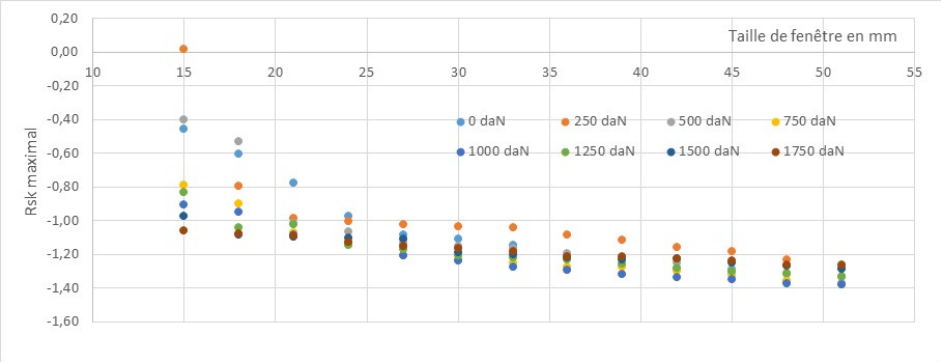


FIGURE 8b. Valeur maximale sur toutes les fenêtres de même taille de Rsk

F. Influence de la taille de la fenêtre sur Rsk

Globalement Rsk maximal décroît avec la taille de la fenêtre, tandis que Rsk minimal croît. Ces variations deviennent plus faibles après 1250 daN pour le minimum et 750 daN pour le maximum. Le minimum représente la valeur pour une fenêtre dans chaque taille où l'asymétrie est la plus forte et le maximum pour une fenêtre où elle est la plus faible. Dans tous les cas, comme la valeur est négative, il s'agit d'une situation où il y a une majorité de petits z positifs avec des pics négatifs importants. Si on augmente la taille des fenêtres, on va capturer plus de z positifs et moins de défaut (pics négatifs) ce qui augmente globalement les valeurs de Rsk, en particulier le minimum. Pour le maximum les petites tailles de fenêtre permettent d'exclure sur certaines d'entre elles de gros défauts (pic négatifs) et donc avoir peu d'asymétrie, mais quand la taille augmente la probabilité de capturer un défaut augmente et c'est la raison pour laquelle on a une décroissance du maximum ce qui révèle une augmentation de l'asymétrie.

CONCLUSION

Des essais de flexions 4 points ont été réalisés sur une poutre en bois (chêne) issue de récupération. Des paliers de chargement ont été réalisés de façon à scanner avec un LIDAR une surface de la poutre. On a pu mettre en évidence :

- L'existence d'une structure inférieure à 3mm, qui peut correspondre aux fibres du bois ;
- L'existence d'une seconde structure de taille variant avec le niveau de chargement, de l'ordre de 4cm pour les charges faibles à 50 cm pour les charges les plus élevées ;
- Une possible localisation de la déformation à partir de 750 daN (départ de fissure critique ?).

L'exploitation du nuage de points issu du LIDAR permet de mettre en évidence l'évolution de la surface d'une poutre au cours d'un essai de flexion. L'analyse pourrait être poussée plus loin identifier des seuils critiques indiquant la proximité de la rupture.

REFERENCES

Acikgoz, S., Soga, K., & Woodhams, J. (2017). Evaluation of the response of a vaulted masonry structure to differential settlements using point cloud data and limit analyses. *Construction and Building Materials*, 150, 916-931. doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.075

Al-kheder, S., Al-shawabkeh, Y., & Haala, N. (2009). Developing a documentation system for desert palaces in Jordan using 3D laser scanning and digital photogrammetry. *Journal of Archaeological Science*, 36(2), 537-546. doi: https://doi.org/10.1016/j.jas.2008.10.009

Arias, P., Herráez, J., Lorenzo, H., & Ordóñez, C. (2005). Control of structural problems in cultural heritage monuments using close-range photogrammetry and computer methods. *Computers & Structures*, 83(21), 1754-1766. doi: https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.02.018

Biscarini, C., Catapano, I., Cavalagli, N., Ludeno, G., Pepe, F. A., & Ubertini, F. (2020). UAV photogrammetry, infrared thermography and GPR for enhancing structural and material degradation evaluation of the Roman masonry bridge of Ponte Lucano in Italy. *NDT & E International*, 115, 102287. doi: https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2020.102287

Cabaleiro, M., Lindenbergh, R., Gard, W. F., Arias, P., & van de Kuilen, J. W. G. (2017). Algorithm for automatic detection and analysis of cracks in timber beams from LiDAR data. *Construction and Building Materials*, 130, 41-53. doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.032

Cavalagli, N., Gioffrè, M., Grassi, S., Gusella, V., Pepi, C., & Volpi, G. M. (2020). On the accuracy of UAV photogrammetric survey for the evaluation of historic masonry structural damages. *Procedia Structural Integrity*, 29, 165-174. doi: https://doi.org/10.1016/j.prostr.2020.11.153

Costa-Jover, A., Lluis i Ginovart, J., Coll-Pla, S., & López Piquer, M. (2019). Using the terrestrial laser scanner and simple methodologies for geometrically assessing complex masonry vaults. *Journal of Cultural Heritage*, 36, 247-254. doi: https://doi.org/10.1016/j.culher.2018.10.003

Ech, M. (2007). Durabilité de la surface de chaussée : influence de la nature du bitume sur la pérennité des couches de roulement. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux

Jalón, M. L., Chiachío, J., Gil-Martín, L. M., & Hernández-Montes, E. (2021). Probabilistic identification of surface recession patterns in heritage buildings based on digital photogrammetry. *Journal of Building Engineering*, 34, 101922. doi: https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101922

Napolitano, R., & Glisic, B. (2019). Methodology for diagnosing crack patterns in masonry structures using photogrammetry and distinct element modeling. *Engineering Structures*, 181, 519-528. doi: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.036

Pancani, G., & Bigongiari, M. (2020). Digital survey for the structural analysis of the Verruca fortress. *Procedia Structural Integrity*, 29, 149-156. doi: https://doi.org/10.1016/j.prostr.2020.11.151

Riveiro, B., Caamaño, J. C., Arias, P., & Sanz, E. (2011). Photogrammetric 3D modelling and mechanical analysis of masonry arches: An approach based on a discontinuous model of voussoirs. *Automation in Construction*, 20(4), 380-388. doi: https://doi.org/10.1016/j.autcon.2010.11.008

Riveiro, B., DeJong, M. J., & Conde, B. (2016). Automated processing of large point clouds for structural health monitoring of masonry arch bridges. *Automation in Construction*, 72, 258-268. doi: https://doi.org/10.1016/j.autcon.2016.02.009

Schueremans, L., & Van Genechten, B. (2009). The use of 3D-laser scanning in assessing the safety of masonry vaults—A case study on the church of Saint-Jacobs. *Optics and Lasers in Engineering*, 47(3), 329-335. doi: https://doi.org/10.1016/j.optlaseng.2008.06.009

Remerciements

Les auteurs remercient la fondation FEREC pour son soutien financier en 2022-2023

Reconstruction de courbes granulométriques à partir d'un scanner à plat

Elias Daïch[1], Mélanie Vah[1], Armelle Jarno[1], François Marin[1]

[1] *LOMC, UMR 6294 CNRS, Université Le Havre Normandie, Normandie Université*

53 rue de Prony, 76600 Le Havre France

RESUME

Une façon simple de caractériser une distribution granulométrique est d'établir sa courbe granulométrique par tamisage. Cependant, lorsque les échantillons sont de très petite taille où qu'une colonne de tamis n'est pas disponible, comme sur un chantier, cette technique n'est plus utilisable. Dans cette étude, des échantillons de sables et d'autres matériaux, naturels ou synthétiques sont utilisés pour tester la robustesse d'une méthode d'analyse d'images basée sur l'utilisation d'un scanner 2D pour reconstruire une distribution granulométrique telle que fournirait une colonne de tamis. L'étude concerne la gamme de 100 µm à 3000 µm. Basé sur l'écart quadratique entre distribution granulométrique par analyse d'images et colonne de tamis, un bon accord est trouvé pour des distributions de sables homogènes, hétérogènes voir bimodaux. Les limites d'application de la technique sont également abordées. Sa facilité de mise en œuvre, sa rapidité et son faible coût, font de la méthode de reconstruction par analyse d'images, une méthode alternative intéressante.

Mots-clefs Analyse d'images, Tamisage, Distribution granulométrique

Modalité de présentation Présentation orale

I. Introduction

Que ce soit dans l'étude des reconnaissances géotechniques du sous-sol, des éco-géo-matériaux de construction (Li et al, 2023), des milieux poreux (Hammadi et al., 2017) ou du transport sédimentaire (Vah et al., 2020 ; Durafour et al, 2015), la connaissance de la distribution des diamètres des grains ainsi que leurs formes sont des données essentielles pour la compréhension fine des phénomènes. Pour les obtenir, il existe différentes méthodes de laboratoire qui fournissent une caractérisation différente et complémentaire des populations de grains. La méthode la plus traditionnelle est sans aucun doute le tamisage vibré du matériau à travers une colonne de tamis normalisés. Elle permet en appliquant un protocole défini par la norme AFNOR EN 933-2 de connaître rapidement la distribution en masse des diamètres apparents de grains de taille supérieure à 63 microns sans information sur leur forme. La granulométrie à diffraction laser basée sur la diffraction de la lumière par les particules offre quant à elle la possibilité de caractériser des échantillons de grains de plus faibles dimensions, la gamme couverte étant de 0,5 à 3000 microns, elle permet d'étendre par exemple à la caractérisation granulométrique des argiles. La dispersion

des grains est assurée en voie liquide pour permettre leur analyse. A nouveau, aucune information sur la forme des particules n'est fournie grâce à cette technique et le nombre de particules analysée est faible. La tomographie à rayons X constitue une approche puissante pour caractériser une population de grains car c'est une approche 3D. Elle nécessite un protocole complexe pour fixer les grains séparément dans une résine avant de pouvoir effectuer les scans 2D de l'échantillon et de reconstruire l'image 3D. L'analyse granulométrique tri-dimensionnelle bien que plus pertinente pour connaître précisément la distribution des tailles réelles des grains et de leurs formes s'avère cependant coûteuse en termes de temps et d'argent et ne permet pas d'obtenir rapidement une connaissance statistique de la distribution des formes de grains.

Lorsqu'on se limite à des vues 2D des grains, l'acquisition d'images et l'analyse associée peut permettre d'avoir une connaissance de populations de grains en fournissant dans chaque plan visé des informations de dimension et de forme. Sur ce principe, la granulométrie à analyse d'images dynamique est une technique simple dans sa mise en œuvre qui permet l'étude d'échantillons de grains dont la forme peut être approchée à partir de 5,5 µm par un choix de lentille adaptée. L'échantillon sec est dispersé puis chute dans une zone d'observation éclairée par une source de lumière pulsée visée par une caméra haute vitesse et haute résolution. Cette technique est efficace pour une étude statistique des échantillons mais elle est coûteuse et n'est pas envisageable sur un chantier.

Les méthodes par tamisage et analyse d'images différent dans leur principe. En effet le tamisage fournit directement des distributions en masse alors que l'analyse d'images fournit des distributions en nombre de particules. Il est nécessaire d'estimer correctement le volume des particules par l'analyse d'image pour atteindre la distribution des tailles de particules par rapport à la masse (Maiti et al., 2017). Cette estimation nécessite une représentation 3D du grain et les images traitent uniquement les données dans un plan. Dans le cas des sables, la troisième dimension n'est pas directement mesurable vu la taille des grains. L'utilisation d'un scanner à plat (Lira et Pina, 2007) est parfois envisagée. Ainsi, il a été utilisé pour divers types de sables où les informations de couleur sont également traitées pour classer les différentes origines minérales de sédiments, mais la distribution de la taille des particules n'a pas été étudiée plus avant. Une autre méthode proposée par Kumara et al. (2012), appliquée à un échantillon de graviers, consiste à peser les graviers et à relier les informations de masse à leur forme. La détermination de la troisième dimension des particules est obligatoire mais pas suffisante pour estimer la distribution de la masse des particules : la masse de chaque particule et la longueur D des particules contrôlant le passage à travers les tamis carrés assimilés au diamètre 'équivalent' ou 'apparent' des particules sont également requises. Lira et Pina (2007) postulent une forme de particule sphérique pour tous les grains mais l'accord entre analyse d'images et tamisage n'est pas toujours très bon. Selon Arasan et al. (2011) ainsi que Kumara et al. (2012) travaillant sur des échantillons de cailloux, une forme ellipsoïdale est plus réaliste et donne une masse des particules plus proche de l'observation. Concernant la longueur D des particules, Fernlund (1998) a remarqué que la forme des particules influence les résultats du tamisage. Le tamisage ne sépare pas les particules selon leur volume ou leur masse, mais est contrôlé par la forme des particules. En effet, des particules de différentes formes aux volumes variés peuvent ainsi être présents dans un même tamis (Arasan et al., 2011).

Différentes définitions du diamètre des particules qui doit être utilisé pour la comparaison avec la taille de tamis sont proposées : le diamètre minimum de Féret défini comme la distance la plus proche entre les deux tangentes parallèles de la particule pour les particules inférieures à 20 mm (Maiti et al., 2017 ; Ferrer et al., 2021), un pourcentage de l'axe intermédiaire pour Mora et al. (1998) ou un diamètre basé sur la plus petite surface des particules orientées le long de la diagonale du tamis (Kumara et al., 2012).

La colonne de tamis est une technique simple à utiliser qui sert de base à la construction des courbes granulométriques des matériaux de construction et aux modèles de transport sédimentaire. Cependant, en particulier sur le chantier, une colonne de tamis n'est pas toujours disponible. De plus, les échantillons de sable à caractériser peuvent être dans le cas du transport sédimentaire, de petites tailles (quelques grammes) ce qui exclut le passage des échantillons par une colonne de tamis.

L'objectif de l'étude est de tester la robustesse d'une technique de reconstruction de la courbe granulométrique des sables que fournirait une colonne de tamis à partir d'images de grains acquises sur un scanner 2D. La technique est détaillée avant d'être utilisée sur des sables roulés et concassés ainsi que sur d'autres matériaux granulaires, pour tester la polyvalence de la technique et comprendre ses limites.

II. Méthodes et sédiments considérés

Différents sédiments, naturels ou artificiels, sont considérés dans cette étude. Tous les échantillons ont été préalablement lavés et séchés à l'air libre. Pour chaque type de sédiment, deux échantillons ont été collectés : un pour l'analyse par tamisage et un pour l'analyse d'images.

A. Analyse par tamisage

Une tamiseuse mécanique (SYSMO 3R) utilisant un mouvement alternatif sinusoïdal avec une fonction de pause programmée (simulation de chocs) et inversion du cycle de rotation est utilisée conformément à la norme AFNOR EN 933-5. Les tamis ont une maille carrée avec les diamètres de tamis suivants : 63 µm, 80 µm, 100 µm, 125 µm, 160 µm, 200 µm, 250 µm, 315 µm, 400 µm, 500 µm, 630 µm, 800 µm, 1000 µm, 1250 µm, 1600 µm, 2000 µm, 2500 µm et 3150 µm. Le tamisage est réalisé conformément à la norme AFNOR EN ISO 17892-4. Le contenu de chaque tamis est pesé avec une précision de ± 0,1 g. Une procédure de quartage est utilisée pour extraire un échantillon représentatif des différents sédiments utilisés. La courbe granulométrique est construite sous la forme d'une courbe cumulative de masses. Les diamètres spécifiques, Dxx, correspondent à la taille de grains telle que xx % en masse de l'échantillon soit supérieure à ce diamètre. Pour la présente étude, différents diamètres sont considérés suivant les applications envisagées. L'étude introduit les diamètres D_{10}, D_{16}, D_{30}, D_{50}, D_{60}, D_{84} et D_{90}.

B. Analyse des images

La capture d'images a été réalisée à l'aide d'un scanner à plat haute résolution (Epson Perfection V850 Pro) sur lequel est placé une feuille plastique transparente A4. De petites pincées de grains sont extraites des échantillons, de manière aussi aléatoire que possible, et déposées avec précaution sur la feuille plastifiante. La séparation des grains est facilitée par la dispersion électrostatique naturelle. Les images sont acquises avec une résolution de 9600 dpi en niveaux de gris puis sauvegardées par zones d'images de 5cm x 5cm car il s'agit de la limite de taille d'image pour cette résolution. La taille du pixel est de 2,625 µm pour cette résolution ce qui est compte-tenu de la gamme de tailles des grains de sable une très grande précision. Une résolution de 4800 dpi (5,25 µm/pixel) serait suffisante pour acquérir les données géométriques recherchées dans le cadre de cette étude sur la granulométrie de particules de tailles supérieures à 63 microns. L'échantillon étudié par analyse d'images pèse en moyenne quelques grammes, ce qui correspond en moyenne à 3000 grains,

Le logiciel open-source ImageJ est utilisé pour binariser les images en appliquant un seuil automatique via l'option de seuillage par défaut, basé sur un algorithme Isodata pour séparer les grains du fond. Bien que la concentration en grains soit modérée, un travail à la main est nécessaire pour éliminer les quelques grains touchant partiellement d'autres grains. L'ordre de grandeur du pourcentage de grains à supprimer manuellement par image est de l'ordre 5% des grains déposés. Cette opération ne prend qu'une à deux minutes. Parallèlement, les particules touchant le bord de l'image sont automatiquement éliminées. L'analyseur de particules d'ImageJ est ensuite utilisé pour mesurer, pour chaque grain, les paramètres suivants : l'aire visible, A et les deux axes, respectivement a et b, décrits comme le grand axe et le petit axe de l'ellipse d'ajustement optimal ayant la même aire que le grain observé dans le plan scanné. Cependant, étant donné que les particules sont censées se trouver dans une position stable, le petit axe est en fait l'axe intermédiaire de l'ellipsoïde (Kumara et al., 2012).

C. Sédiments étudiés

Les sédiments utilisés proviennent soit d'environnements marins (3 sables), fluviatiles (1 sable) et de carrières (2 sables). Il y a également dans la liste étudiée des matériaux granulaires qui ne sont pas des sables (urée, PMMA et grignons d'olive). Les particules étudiées sont répertoriées dans le Tableau 1. Les diamètres médians estimés par tamisage se situent dans la plage de 100 à 2050 µm. Dans le Tableau 1, l'échantillon de sable sous-marin S_{m3} est un prélèvement de surface collecté dans la zone subtidale.

L'échantillon S_{c1} a été réalisé en mélangeant des sables de carrière pour étendre artificiellement l'hétérogénéité en taille des grains et voir l'efficacité de la méthode sur un sable bimodal. Les échantillons M_{u1}, M_{u2} et M_{PMMA} sont des matériaux synthétiques dérivés du plastique et ont subi une opération de concassage ou de broyage (Zafar, 2020). L'échantillon O_l est composé de grignons d'olives. Il s'agit d'un sous-produit du processus d'extraction de l'huile d'olive, se composant essentiellement de pulpe et des morceaux des noyaux. La fraction coquillée, F_c, de chacun des sédiments marins a été obtenue par calcimétrie suivant la norme NF P94-048. La densité, ϱ_s, de chacun des échantillons est aussi précisée dans le tableau

TABLEAU 1. Liste des sédiments et matériaux étudiés.

Nom	Provenance	Origine	Composition	ϱ_s (kg/m³)	Type de grain
S_{c1}	Carrière	Hostun et inconnu	Silice	2650	Roulé
S_{c2}	Carrière	Sable normalisé (EN 196-1)	Silice	2650	Roulé
S_r	Rivière	Ikopa - Madagascar	Silice	2650	Roulé
S_{m1}	Plage	Puerto del Carmen – Lanzarote, Canaries	Sable volcanique – F_c= 23%	2650	Roulé
S_{m2}	Plage	Houlgate - France	Silice – F_c= 39%	2650	Roulé
S_{m3}	Subtidal	Museo Atlantico – Lanzarote, Canaries	Sable volcanique – F_c= 72%	2650	Roulé
M_{u1}	Recyclage	Entreprise Dieblast	Résines urée-formol (urée formaldéhyde)	1470	Concassé
M_{u2}	Recyclage	Entreprise Dieblast	Résines urée-formol (urée formaldéhyde)	1470	Concassé
M_{PMMA}	Recyclage	Entreprise MicroPolymers	PMMA (Polymétha-crylate de méthyle)	1190	Broyé
O_l	Végétale	Tunisie	Grignon d'olive	1250	Broyé

III. Résultats et post-traitement

A. Procédure de calibration

Afin d'obtenir une courbe granulométrique par analyse d'images, il est nécessaire de déterminer la masse et le diamètre de chacune des particules à partir d'informations géométriques sur les grains. Une calibration a été préalablement effectuée à l'aide de cinq sables de carrière dans la gamme 400µm -3150µm en appliquant la procédure proposée par Kumara et al. (2012) pour une gamme de tailles plus élevée (graviers).

Trois hypothèses sont appliquées. On suppose :

- Une forme ellipsoïdale de chacun des grains de volume V= $\frac{4}{3}\ A\frac{c}{2}$ où A et c sont la surface du grain dans le plan du scanner et c le petit axe de l'ellipse,
- Un positionnement préférentiel stable des grains sur la surface du scanner permettant par analyse d'images d'extraire le grand axe a et l'axe intermédiaire b de chaque grain,
- Et un passage préférentiel des grains selon la diagonale des mailles des tamis permettant la détermination du diamètre équivalent des grains par la relation :

$$D = \sqrt{\frac{b^2+c^2}{2}} \quad (1)$$

Après tamisage des sables de calibration, est extrait de chaque contenu de tamis un sous-échantillon qui est pesé et analysé avec le logiciel *ImageJ*. Les dimensions a et b de chaque grain ainsi que A, surface du grain dans le plan du scanner sont récupérés. Le nombre N de grains analysés permet de relier par sable et par tamis, la masse moyenne de chaque population de grains obtenue par pesée aux volumes des grains issus de l'analyse d'images suivant la relation : $\overline{m} = \rho\ \frac{\sum_{gr} V}{N}$. La dimension moyenne $\bar{c}$ des grains par sable et par classe de tamis est alors calculable par la relation :

$$\bar{c} = \frac{3\ \bar{m}}{2\ \rho\ N}\ \sum_{gr}\frac{1}{A} \quad (2)$$

Les sables se distinguent par leur morphologie. Il est ensuite recherché le meilleur ajustement de la forme des grains à travers la recherche d'une expression de la dimension c des grains, pour atteindre le meilleur accord entre masse mesurée par pesée et masse issue de l'analyse d'images pour l'ensemble des sables et des classes de taille de grains.

Cet ajustement a conduit à l'expression suivante de c appliquée à chaque grain :

$$c = \frac{\sqrt{ab}}{A_r^{2,75}} \quad (3)$$

où A_r=a/b désigne le rapport d'aspect de l'ellipse.

La masse associée à chaque grain est alors donnée par :

$$m = \frac{4}{3}\ \rho\ A\ \frac{\sqrt{ab}}{2\ A_r^{2,75}} \quad (4)$$

B. Méthodologie permettant d'obtenir la courbe granulométrique à partir de l'analyse d'images

A partir de l'analyse d'images, la procédure de post-traitement effectuée avec le logiciel Matlab est la suivante :

- Pour chaque particule, la longueur c est déterminée en utilisant l'équation 3 à partir des longueurs a et b. L'équation 4 permet de lui attribuer une masse et l'équation 1 un diamètre.
- Chaque particule est ensuite placée dans un tamis fictif et sa masse permet d'incrémenter la masse présente dans ce tamis ainsi que la masse totale de l'échantillon. Les tamis fictifs ont les mêmes dimensions de mailles que pour la colonne de tamis utilisée pour le tamisage.
- La courbe granulométrique est ensuite construite de la même manière que pour un tamisage.

Afin d'assurer qu'un nombre suffisant de grains a été considéré pour représenter l'échantillon. La convergence de l'information Dxx est recherchée pour tous les diamètres entre D_{10} et D_{90}. La convergence est considérée comme atteinte lorsque l'écart relatif sur le Dxx est inférieur à ± 3%.

IV. Discussion

A. Comparaison entre analyse d'images et tamisage

Pour comparer les deux méthodes et valider la robustesse de la technique basée sur l'analyse d'images, les valeurs des diamètres D_{10}, D_{16}, D_{30}, D_{50}, D_{60}, D_{84} et D_{90} obtenus par tamisage et par analyse d'images sont comparés. Par ailleurs, d'autres paramètres sont introduits. En transport sédimentaire, Soulsby (1997) caractérise l'hétérogénéité sédimentaire à l'aide de l'écart-type géométrique $\sigma_g^2 = D_{84}/D_{16}$. Si $\sigma_g^2 < 2$, le sédiment est très bien trié. En plus de ce paramètre, on peut définir, en particulier dans le cadre de la géotechnique et de la caractérisation granulométrique des sols, le coefficient d'uniformité (C_u) et le coefficient de courbure (C_c) qui sont respectivement un indice d'irrégularité de la distribution de la taille des particules, défini par $C_u = D_{60}/D_{10}$ et un indice pour décrire la forme de la courbe granulométrique entre D_{10} et D_{60} défini par $C_c = (D_{30})^2/(D_{10} \times D_{60})$. Si $C_u < 3$, la granulométrie est uniforme ou encore serrée. Si $C_u > 3$, la granulométrie est variée ou encore étalée. Lorsque $1 < C_c < 3$, la courbe granulométrique descend d'une façon assez régulière, indiquant ainsi la présence d'une grande variété de diamètres. Un C_c trop grand ou trop petit indique l'absence de certains diamètres entre les diamètres effectifs D_{10} et D_{60}. Les figures 1.A et 2.B montrent la comparaison des diamètres contrôlés (D_{10}, D_{16}, D_{30}, D_{50}, D_{60}, D_{84} et D_{90}) ainsi que des coefficients C_u, C_c et σ_g^2 (Moulay Omar et al., 2022).

Le Tableau 2 regroupe toutes les données.

L'analyse des résultats montre que, pour les sables naturels ainsi que les matériaux synthétiques, quelle que soit leur origine et leur niveau d'hétérogénéité, la différence sur ces données est inférieure à 10% en ce qui concerne les diamètres dans la gamme D_{10} à D_{60}. Seul S_{m3} (Sable Museo) et O_l (Grignon d'olive) présentent des écarts plus importants. Concernant les coefficients C_u et C_c, seuls les échantillons S_{m2}. (Houlgate) et O_l présentent des erreurs supérieures à 10 % malgré une

bonne correspondance sur le σ_g^2. L'erreur quadratique moyenne calculée pour tous les diamètres entre D_{10} et D_{90} adimensionnée par le diamètre médian obtenu par tamisage, notée RRMSE (Tableau 2) établie entre les résultats de l'analyse d'images et du tamisage fournit le résultat suivant : Les valeurs de RRMSE sont pour tous les matériaux étudiés inférieure à 10 % sauf pour S_r qui reste raisonnable avec 11,1 % et largement supérieure à 10 % pour S_{m3} et O_l avec respectivement 49,4 % et 19,3 %. La figure 3 montre les distributions granulométriques obtenues avec les deux méthodes pour chacun des sédiments considérés et confirme les résultats obtenus avec le RRMSE qui semble être un très bon indicateur pour comparer et valider globalement les résultats.

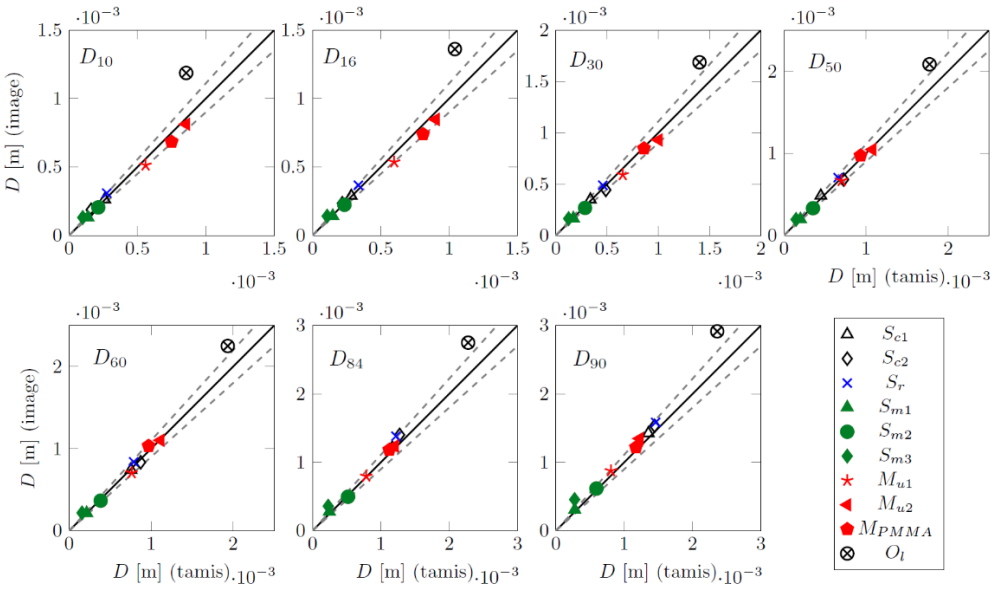


FIGURE 1.A. Comparaison des D_{10}, D_{16}, D_{30}, D_{50}, D_{60}, D_{84} et D_{90} obtenus par tamisage et par analyse d'images. Les lignes correspondent à un accord parfait et les lignes pointillées à ± 10 %

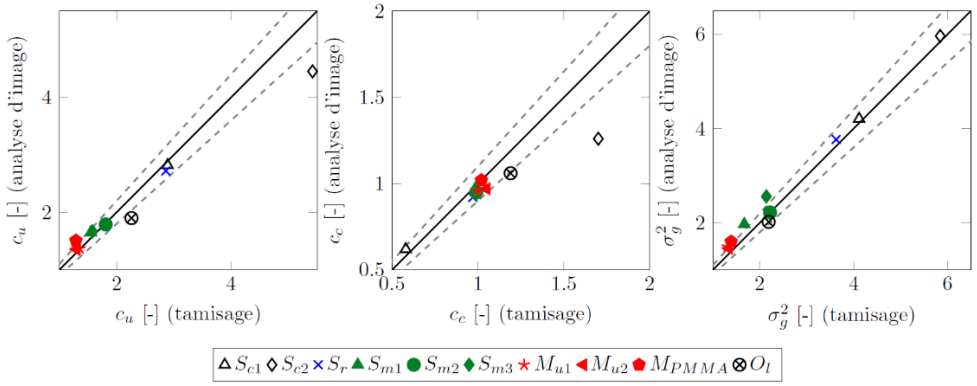


FIGURE 1.B. Comparaison de C_u, C_c et σ_g^2 obtenus par analyse d'image et analyse par tamisage. La ligne noire représente un accord parfait. Les lignes pointillées correspondent à ± 10 %

TABLEAU 2. Valeurs de Dxx, Cc, Cu et σ_g^2 obtenues lors de l'analyse par tamisage et par analyse d'images pour tous les sédiments et matériaux. La valeur du RRMSE entre les méthodes est aussi indiquée.

	S_{c1}	S_{c2}	S_r	S_{m1}	S_{m2}	S_{m3}	M_{u1}	M_{u2}	M_{PMMA}	O_l
Tamisage										
D_{10} (µm)	261	161	275	138	213	100	559	857	750	856
D_{16} (µm)	284	218	336	148	234	107	598	901	809	1042
D_{30} (µm)	337	488	458	170	285	125	652	1003	860	1401
D_{50} (µm)	448	727	659	200	353	146	702	1077	933	1773
D_{60} (µm)	753	872	787	214	385	157	763	1115	969	1934
D_{84} (µm)	1169	1275	1221	247	520	230	786	1204	1124	2277
D_{90} (µm)	1353	1445	1460	276	594	274	806	1226	1172	2361
c_c (-)	0,6	1,7	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,0	1,2
c_u (-)	2,9	5,4	2,9	1,5	1,8	1,6	1,4	1,3	1,3	2,3
σ_g^2 (-)	4,1	5,8	3,6	1,7	2,2	2,1	1,3	1,3	1,4	2,2
Analyse d'images										
D_{10} (µm)	263	187	309	131	205	131	513	813	683	1187
D_{16} (µm)	289	235	367	142	224	141	536	848	740	1361
D_{30} (µm)	349	443	488	167	268	163	590	930	848	1686
D_{50} (µm)	484	680	704	197	331	195	667	1046	972	2084
D_{60} (µm)	742	834	839	216	367	218	705	1102	1034	2251
D_{84} (µm)	1217	1402	1382	279	498	360	797	1238	1183	2749
D_{90} (µm)	1425	1534	1585	307	618	457	876	1348	1219	2915
c_c (-)	0,6	1,3	0,9	1,0	1,0	0,9	1,0	1,0	1,0	1,1
c_u (-)	2,8	4,5	2,7	1,6	1,8	1,7	1,4	1,4	1,5	1,9
σ_g^2 (-)	4,2	6,0	3,8	2,0	2,2	2,6	1,5	1,5	1,6	2,0
RRMSE (%)	7,4	8,0	11,1	6,3	5,1	49,4	6,3	4,4	5,9	19,3

Les valeurs obtenues grâce au tableau 2 montrent que les échantillons sont pour la plupart très homogènes. Le plus hétérogène est le sable normalisé avec $\sigma_g^2 = 6$. Ils ont tous une granulométrie uniforme, sauf le sable normalisé car $C_u < 3$, et régulière car $1 < C_c < 3$. Les courbes granulométriques en non cumulatif entre l'analyse des images et le tamisage pour M_{u1} et M_{u2} (Urée fin et Urée gros) ont une grosse différence de hauteur de pic. On peut expliquer cette différence par le peu de classes de grains pour ces matériaux, ce qui rend la courbe très serrée. Il est envisageable d'augmenter le nombre de tamis virtuels de l'analyse d'images pour obtenir plus de classes de grains et obtenir une meilleure représentation de la courbe granulométrique. Pour l'analyse d'images, il suffit juste

de définir davantage de tamis virtuels. Par ailleurs, l'accord sur toutes les courbes granulométriques en cumulatif et en non cumulatif entre l'analyse des images et le tamisage est confirmé, sauf pour S_{m3} et O_l qui mettent en évidence que la méthode à des limites.

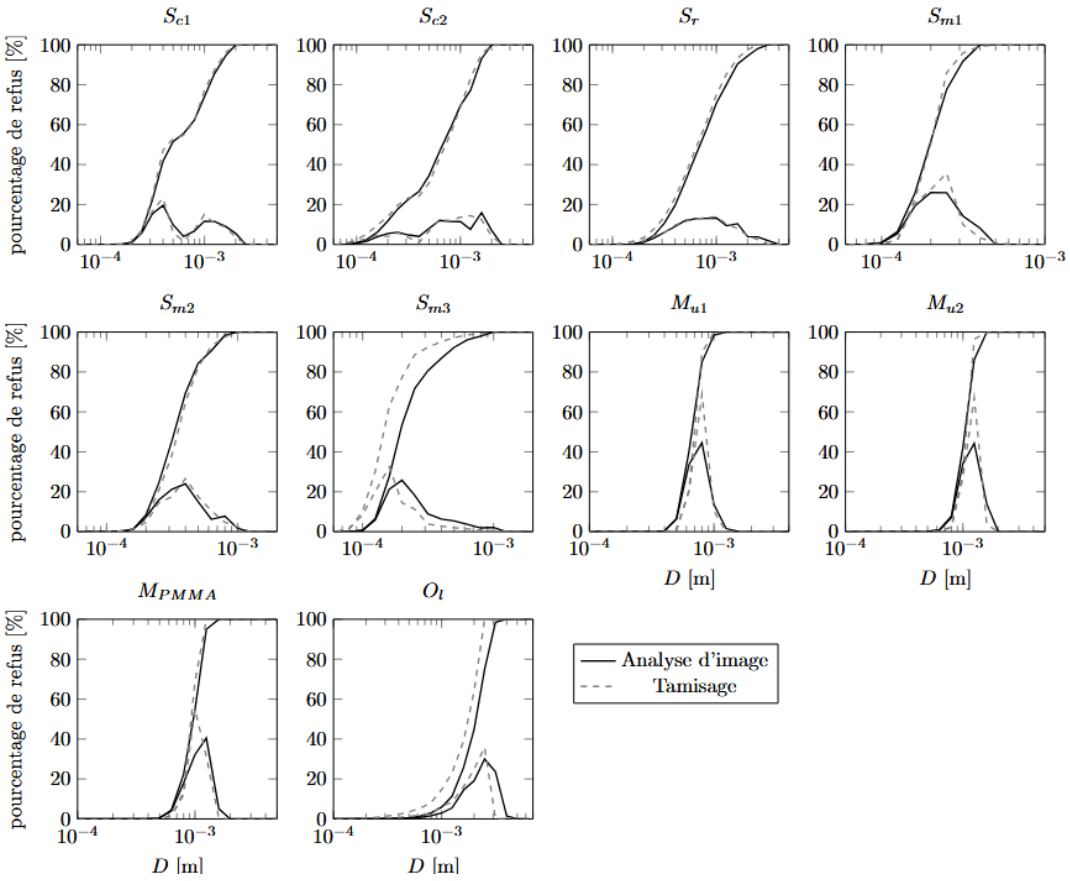


FIGURE 2. Distributions cumulatives et non cumulatives des tailles de particules issues du tamisage et de l'analyse d'images

B. Limitation de la méthode

Les limitations de la méthode proposée sont énumérées comme suit.

- La densité du matériau doit impérativement être la même sur toutes les classes granulométriques. Si cette condition n'est pas validée, la reconstruction de la courbe granulométrique à partir de l'analyse d'images sera médiocre. C'est le cas pour l'échantillon O_l. En effet, l'observation des grignons d'olives permet de mettre en évidence que ces 'déchets' sont constitués à la fois de petits fragments de pulpe d'olives et de morceaux de noyaux. L'hypothèse d'une densité du matériau uniforme sur toutes les classes granulométriques n'est certainement pas vérifiée

- La méthode s'appuie sur l'hypothèse que tous les sables et grains qui les composent partagent la même forme ellipsoïdale. Bien qu'un accord raisonnable ait été observé pour un sable naturel partiellement composé de coquilles, cette forme présumée serait certainement inappropriée si la proportion de coquilles augmente ou en présence de grains non naturels comme le montre l'échantillon S_{m3} (72 % coquillés).
- Dans le modèle, on suppose que les grains demeurent en position stable avec leurs deux plus grandes dimensions visibles dans le plan du scanner ce qui n'est pas forcément le cas.

Dans le but de minimiser les erreurs lors de la comparaison de plusieurs distributions de tailles de grains, il est impératif qu'elles soient toutes calculées en utilisant la même méthode.

V. Conclusion

Après une phase de calibration, un modèle basé sur une forme d'ellipsoïde des grains et un passage préférentiel de ceux-ci selon la diagonale des mailles des tamis est établi, permettant le passage d'une description des grains par analyse d'images à une description par tamisage. La gamme de diamètres est de 63µm à 3150µm. Il est obtenu à partir d'un critère de convergence des Dxx minimum et maximum de la distribution. L'erreur relative quadratique moyenne RRMSE calculée sur les distributions granulométriques issues du tamisage et de l'analyse d'images dans la gamme D10-D90 ne dépasse pas 11,1% ce qui valide statistiquement la méthode à la fois sur des sables naturels roulés et sur des sables de carrière issus d'un concassage, que ceux-ci soient homogènes ou hétérogènes, voire bimodaux. Outre les sables, la méthode est validée sur des grains plastiques concassés.

Par sa facilité de mise en œuvre, sa rapidité de réalisation, son faible coût et la petite taille des échantillons à analyser (quelques grammes) cette mesure simple pourrait être intégrée aux analyses effectuées sur chantier en laboratoire mobile. Il suffit de prévoir un scanner à plat du commerce de résolution 4800 dpi qui est tout à fait suffisante pour caractériser la dimension de particules à partir de 63 microns et un ordinateur avec un logiciel de traitement d'images et un tableur. En outre, la méthode fournit des informations sur la forme des grains et leur état de surface qui constituent des indicateurs importants pour par exemple qualifier la qualité du contact dans un matériau de construction.

Une des limites de son application est la nature obligatoirement homogène du matériau sur toute la classe des tailles de l'étendue granulométrique. Ceci exclut de l'appliquer à des agglomérats comme les grignons d'olives composés de mélanges de morceaux de noyaux et de pulpe ou encore les sables très fortement coquillés dont la masse volumique et la forme peut varier en fonction de la classe granulométrique.

REFERENCES

Arasan, S., Akbulut, S., and Hasiloglu, A. S. (2011). Effect of particle size and shape on the grain-size distribution using image analysis. *International Journal of Civil &Structural Engineering*, 1(4):968-985.

Durafour, M., Jarno, A., Le Bot, S., Lafite, R., Marin, F. (2015) Bedload transport for heterogeneous sediments. *Environmental Fluid Mechanics*, 15 (4), pp. 731-751. https://doi.org/10.1007/s10652-014-9380-1

Fernlund, J.M.R., (1998). The effect of particle form on sieve analysis: a test by image analysis. Eng. Geol. 50, 111–124. https://doi.org/10.1016/S0013-7952(98)00004-0

Hammadi A, Ahfir N-D, Alem A, Wang HQ (2017) Effects of Particle Size Non-Uniformity on Transport and Retention in Saturated Porous Media. *Transp. Porous Med*, Vol 118, 85–98 https://doi.org/10.1007/s11242-017-0848-6

J. Kumara., (2012). Image Analysis Techniques on Evaluation of Particle Size Distribution of Gravel. I*nt. J. Geomate*. https://doi.org/10.21660/2012.5.1261

Lira, C., Pina, P., in: Martí, J., Benedí, J.M., Mendonça, A.M., Serrat, J. (Eds.) (2007), Pattern Recognition and Image Analysis, Lecture Notes in Computer Science. Springer Berlin Heidelberg, *Sedimentological Analysis of Sands*, Berlin, Heidelberg, pp. 388–395. https://doi.org/10.1007/978-3-540-72849-8_49

Maiti, Abhik, Debashish Chakravarty, Kousik Biswas, et Arpan Halder (2017). -- Development of a Mass Model in Estimating Weight-Wise Particle Size Distribution Using Digital Image Processing. *International Journal of Mining Science and Technology* 27, 3: 435-43. https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2017.03.015

Moulay Omar, H., Mekerta, B., Jarno, A., Imanzadeh, S., Alem, A., Taibi, S., (2022). Optimization of dune sand-based mixture material for pavement design. *Eur. J. Environ. Civ. Eng*. 26, 4952–4972. https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1877827

Soulsby, R. (1997). Dynamics of marine sands: a manual for practical applications.415 *Thomas Telford*[2]

Vah, M., Jarno, A., Le Bot, S., Ferret, Y., Marin, F. 2020 Bedload transport and bedforms migration under sand supply limitation. *Environmental Fluid Mechanics*, 20 (4), pp. 1031-1052. https://doi.org/10.1007/s10652-020-09738-6

Zafar, M.S., (2020). Prosthodontic Applications of Polymethyl Methacrylate (PMMA): An Update. *Polymers* 12, 2299. https://doi.org/10.3390/polym12102299

Z. Li, H. Souli, J-M. Fleureau, J-J. Fry, S. Taibi, T. Ouahbi. (2023) Effect of internal stability on the failure properties of gravel-sand mixtures. *Computers and Concrete* 2023. https://doi.org/10.12989/cac.2023.31.5.395

Filtration tangentielle de la boue bentonitique dans un sol

Richard INDOMBE AMBA[1], Nasre-Dine AHFIR[1], Abdellah ALEM[1], Tariq OUAHBI[1], Anne PANTET[1], Christophe JUSTINO[2], Olivier MADEC[3], Philippe GOTTELAND[4]

[1]*Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, UMR 6294 CNRS, Université Le havre Normandie*

[2]*Soletanche Bachy, Chemin des Processions, 77130 Montereau Fault Yonne, France*

[3]*Botte Fondations, ZAC du Petit le Roy, 5 rue Ernest Flammarion, 94659 Chevilly-Larue, Rungis Cedex, France*

[4]*Fédération Nationale des Travaux Publics, 3 rue de Berri, 75008 Paris, France*

RESUME

Les fondations profondes sont une composante essentielle de nombreux projets de construction, parmi lesquelles nous retrouvons les parois moulées. La conception et la mise en œuvre de ces dernières nécessitent une expertise géotechnique approfondie pour garantir la stabilité et la durabilité de la structure. Les premières étapes de réalisation de ces ouvrages consistent à l'excavation du sol et la mise en circulation simultanément de la boue bentonitique dans la tranchée. L'objectif de cette étude est l'évaluation des mécanismes de filtration de cette boue dépendamment des différents facteurs tels que la granulométrie et la densité du sol, la concentration ainsi que le type de boue utilisée. Deux sols avec deux densités apparentes humides (1,47 et 1,54) ont été testés. Les bentonites de type C2t et CM10t sont étudiées. Deux concentrations 40 et 45 g/L ont été explorées. Un dispositif expérimental constitué d'une cellule de filtration contenant le sol excavé, a été utilisé en vue de simuler une filtration tangentielle de la boue bentonitique dans le sol. Les résultats obtenus ont montré que les facteurs étudiés influencent significativement la profondeur de filtration de la boue bentonitique dans le sol. Un sol plus dense indique une profondeur de filtration moins importante. La bentonite de type CM10t provoque un colmatage plus important que la C2t. Les meilleures performances de filtration sont obtenues en présence d'un sol ayant une granulométrie plus étalée. Une augmentation de la teneur en bentonite entraine une réduction considérable de la profondeur de filtration.

Mots-clefs : Ouvrages de BTP, Boues de forage, Sols, filtration tangentielle.

Modalité de présentation : Présentation orale

I. INTRODUCTION

Les ouvrages géotechniques de grandes profondeurs sont souvent rencontrés dans les travaux de construction. Parmi ces travaux, on peut citer les parois moulées. La construction de parois moulées obéit à des règles de l'art données dans la norme NF EN 1538+A1 (2015) ainsi que dans le fascicule 68. La difficulté dans la réalisation de parois moulées profondes réside dans la réussite à obtenir une bonne continuité entre les panneaux de parois, une bonne étanchéité et une bonne qualité de parement.

Ainsi, certaines pathologies peuvent être observées sur ces ouvrages (Kmeid et al., 2023 ; Castaldo et al., 2017 ; Pan et al., 2019 ; Qin et al., 2018 ; Rybak et al., 2018). Parmi lesquels le matelassage (Kmeid, 2022) : création d'empreintes visibles ou pas des armatures pouvant affecter la durabilité des ouvrages.

Les causes du matelassage sont classées en trois familles (Kmeid, 2022) : celles liées aux composants (sols, boue bentonitique, cage d'armatures, béton) ; aux techniques de réalisation (l'utilisation d'une hydrofraise ou d'une benne preneuse) ; ainsi qu'aux interactions entre les composants.

La méthode de la tranchée à fluide stabilisateur est prédominante dans la construction des parois moulées, et elle repose essentiellement sur les caractéristiques du fluide stabilisateur, généralement une boue bentonitique. Ce fluide joue un rôle central dans plusieurs aspects du processus de construction. Il maintient la stabilité des parois de la tranchée en empêchant les éboulements des sols adjacents. Grace à la création par filtration et gélification d'une membrane étanche appelée cake de filtration qui assure l'étanchéité de la tranchée d'excavation (Yin et al., 2021), limitant ainsi les pertes de fluide dans le terrain. Des facteurs tels que la pression, la nature du sol encaissant ainsi que les propriétés rhéologiques de la boue bentonitique (la viscosité, le pH, la température) peuvent affecter la formation du cake de filtration (Martin et al.,1970 ; Sacramento et al. 2014 ; Santos et al., 2021). L'étude présentée par Qin et al., (2023) met en lumière les effets de la salinité de la boue bentonitique sur la formation du cake de filtration. Ainsi, dans des conditions de salinité supérieure à 1% le cake ne se forme pas. Car une augmentation du degré de salinité cause la détérioration des propriétés rhéologiques de la boue bentonitique, ce qui affaiblit les effets de blocage lors des infiltrations dans le sable. Toutefois, dans des conditions où la salinité est inférieure à 0,5%, une forte concentration en bentonite engendre un cake plus épais (Vipulanandan et al. 2020 ; Wang et al., 2022 ; Lee et al., 2016).

Pour évaluer la formation de cake dans un sol en laboratoire, deux techniques de filtrations sont utilisées : Filtration tangentielle (Motevalian et al. 2021) et Filtration frontale (Qin et al., 2023).

La technique de filtration frontale est la plus utilisées dans les études de formation de cake de filtration (Qin et al., 2023 ; Xu et al., 2019). A notre connaissance, il n'existe pas d'études sur les boues de forage avec la technique de filtration tangentielle. A cet effet, dans le cadre cette étude, des expériences de mise en circulation de la boue par la technique de filtration tangentielle ont été réalisée. Cette technique offre l'avantage d'être plus proche de la réalité du terrain.

Dans cet article, une étude expérimentale en laboratoire est proposée sur l'influence de certains facteurs, comme la granulométrie et la densité du sol, le type de bentonite ainsi que sa concentration, sur la filtration de la boue bentonique à travers un sol (sable). Le débit de circulation de la boue dans la tranchée ainsi que la pression de mise en circulation restent constants.

II. MATERIELS ET METHODES

Pour évaluer les mécanismes de filtration et de formation du cake d'imprégnation suite à la mise en circulation de la boue bentonitique, un dispositif expérimental (Fig. 1a) constitué d'une cellule de filtration contenant le sol excavé (Fig. 1b) a été utilisé. Pour assurer la circulation de la boue, une pompe moineau (PCM) reliée à une boite de commande est utilisée. La cellule de filtration est constituée d'un tube en PVC de diamètre intérieur 29 cm, une hauteur 30 cm et une épaisseur 3 mm. La cellule est remplie avec du sable. Un forage de diamètre 2 cm est réalisé (Fig. 1b). Deux granulométries de sables sont utilisées (Fig. 2), (NF EN 933 – 1, 2012). Les valeurs de la porosité (déterminée en connaissant les densités sèches et les densités des particules solides des sables) et de la conductivité hydraulique (déterminée à l'aide d'un perméamètre à charge constante) de ces sables sont données dans le Tableau 1. Le remplissage de la cellule se fait par couche avec un léger compactage. Ainsi deux densités humides ont été utilisées pour chaque sable testés : 1,47 et 1,54. La teneur en eau des sables est de 3%. Les expérimentations ont été faites avec un débit de circulation de 1 L/min et une pression de 13 kPa. Pour réduire les effets de parois dans la cellule de filtration (autour des tubes métalliques d'entrée et de sortie), seule la zone de mesure entre le premier et le dernier tiers de la profondeur du sol a été exploré (Fig. 1b).

Deux types de poudres de bentonite, fournis par l'entreprise Solétanche Bachy, ont été utilisées dans cette étude : la C2t et la CM10t. Une distinction notable réside dans les caractéristiques spécifiques des deux types de bentonite. La C2t est une bentonite sodique à haut rendement, conçue spécialement pour les tunneliers, ainsi que pour les fluides de lubrification (Fiche technique, Bentonil C2t, 2006). En revanche, la CM10t est une bentonite sodique à très haut rendement, particulièrement adaptée aux fondations profondes, notamment dans des sols fins, et elle est recommandée en cas de risque de pollution par des eaux salines (Fiche technique, Bentonil CM10t, 2007). Ces différences de composition et d'adaptabilité soulignent l'importance de choisir le type de bentonite le plus approprié en fonction des conditions spécifiques du projet et de l'environnement géotechnique. Deux concentrations ont été utilisées : 40 et 45g/L. Une eau moyennement dure à dure a été utilisée pour le mélange, avec une dureté moyenne de 26°F et un pH de 7 (Le Havre Seine Métropole, 2023).

Les boues testées dans le cadre de cette étude ont été caractérisées avec un viscosimètre Fann 35 et un cône de Marsh. Les paramètres mesurés sont donnés dans le Tableau 2.

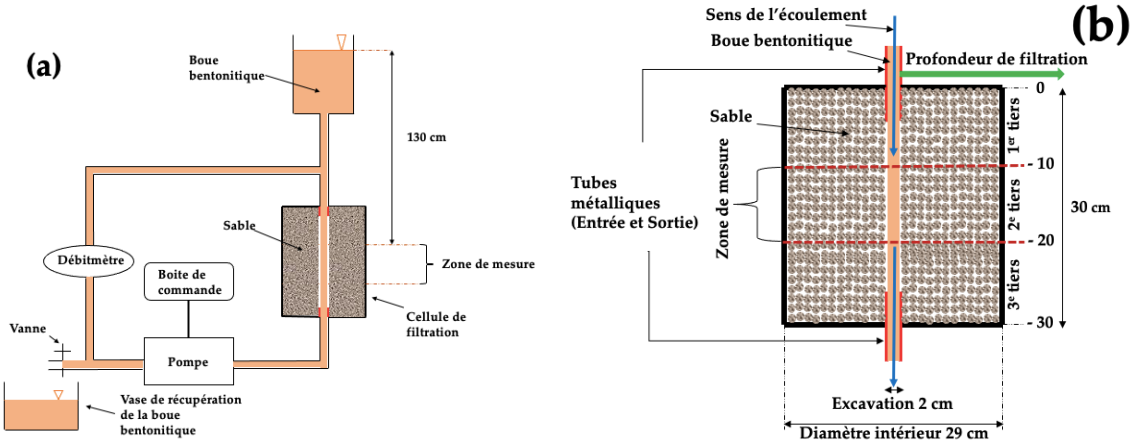


FIGURE 1. (a) Schéma du dispositif expérimental. (b) Schéma représentant une coupe longitudinale de la cellule de filtration

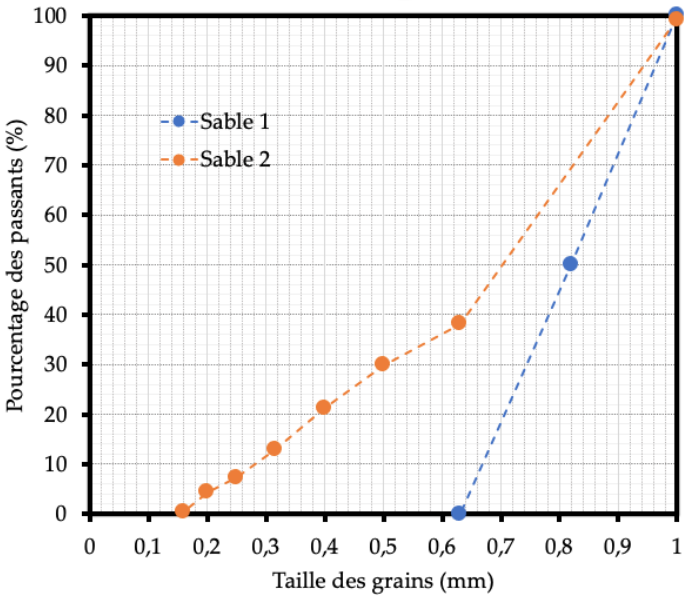


FIGURE 2. Courbe granulométrique des sables utilisés (analyse granulométrique selon NF EN 933 – 1, 2012)

TABLEAU 1. Caractéristiques des sables utilisés

	Densité humide	Porosité	Conductivité hydraulique (10^{-5}m/s)
Sable 1	1,47	0,45	4,30
	1,54	0,43	4,00
Sable 2	1,47	0 ,44	3,00
	1,54	0,42	2,83

TABLEAU 2. Caractéristiques rhéologiques des boues utilisées (C2t et CM10t)

	Concentration (g/L)	Viscosité Marsh (s)	Viscosité Fann	
			Contrainte Seuil (Pa)	Viscosité Plastique (Pa. s)
C2t	40	40,5	4,79	0,011
	45	44,5	5,27	0,012
CM10t	40	43,5	5,5	0,012
	45	48,5	7,2	0,013

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Les expérimentations réalisées dans le cadre de cette étude visent à évaluer les mécanismes de filtration et la formation du cake de filtration interne (ou d'imprégnation) suite à la mise en circulation de la boue bentonitique selon la technique de filtration tangentielle.

Une analyse approfondie des principaux paramètres, tels que la granulométrie et la densité du sol, le type et la concentration de la boue, permet de s'adapter aux conditions géotechniques spécifiques de chaque site de construction. Dans ce qui suit, la profondeur de filtration faisant référence à la distance parcourue par un fluide (boue bentonitique) à travers un milieu filtrant (ici sable). La connaissance de cette profondeur est essentielle lors de la réalisation des parois moulées. La formation du cake de filtration. La réduction de cette profondeur est donc recherchée, garantissant ainsi une stabilité du sol constituant la tranchée.

A. Effets de la granulométrie du sol

Pour évaluer les effets de la granulométrie du sol sur les mécanismes de filtration, deux sables ont été explorés (Fig. 2). Les valeurs des paramètres tels que la densité humide du sol, la concentration de la boue et le type de boue utilisée, ont été maintenu constants pour différentes expérimentations. La Figure 3 décrit la profondeur de filtration en fonction de la profondeur d'excavation suivant la granulométrie du sable et pour une densité humide de 1,47 et une concentration de 45 g/L (CM10t). Une profondeur moyenne de 1,2 cm a été mesuré pour le sable 2 (granulométrie étalée) contre une profondeur de 1,7 cm pour le sable 1 (granulométrie serrée). Aussi, on peut supposer que la conductivité hydraulique joue un rôle dans la profondeur de filtration. La conductivité hydraulique du sable 1 est 30% supérieure à celle du sable 2. Le sable 1 étant plus perméable, laisse facilement passer la suspension de particules que le sable 2.

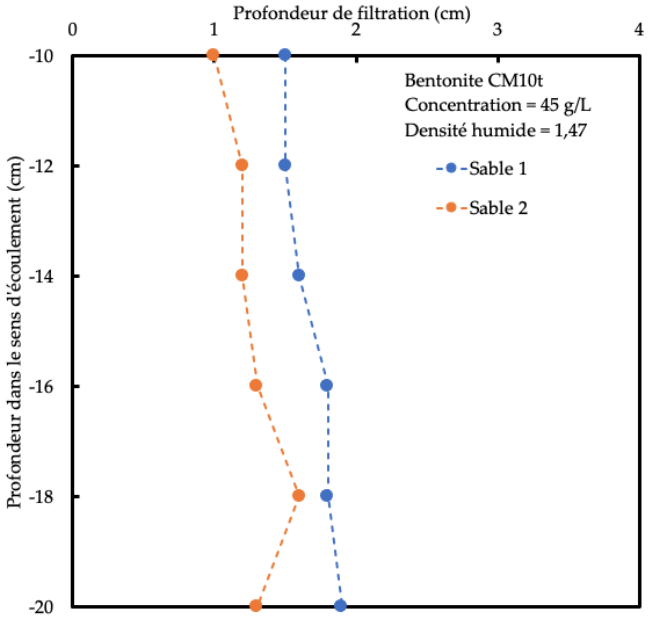


FIGURE 3. Effets de la granulométrie du sable sur la profondeur de filtration (Densité humide = 1,47 ; Concentration = 45g/L ; Bentonite CM10t)

Les meilleures performances de filtration de la boue sont obtenues en présence d'un sable ayant une granulométrie plus étalée (sable 2) où la structure interne (éventuellement une distribution porale plus étalée avec des pores moyens plus gros que ceux du sable 1) est plus favorable à retenir les particules de bentonite.

B. Effets de la densité du sol

Deux densités humides ont été testées dans le cadre de cette étude (Tab. 1). La granulométrie, la concentration et le type de la boue utilisée ont été maintenu constant. Le Figure 4 décrit la profondeur de filtration en fonction de la profondeur d'excavation, selon la densité humide du sable pour une concentration de 40 g/L avec la bentonite CM10t. La profondeur de filtration moyenne mesurée dans le sable 1 est de 2,2 cm pour la densité humide 1,47 contre 2 cm de profondeur pour la densité humide de 1,54. Ces résultats peuvent être dus à la porosité des sables utilisés. Les valeurs de porosité (Tab. 1) indiquent 0,45 pour la densité humide 1,47 contre 0,43 pour la densité humide 1,54. Soit une différence de 5%. La porosité étant la proportion du vide d'un matériau, plus le sable contient du vide, plus l'infiltration est importante. Pour un sable donné et dans les mêmes conditions de filtration, la réduction de la profondeur de filtration peut être obtenue par une diminution de la porosité. Ainsi, les meilleures performances de filtration sont obtenues lorsque le sol est plus dense. Raison pour laquelle nous obtenons des profondeurs de filtration plus optimales dans le cas du sable avec une densité humide de 1,54 en comparaison avec celle de 1,47.

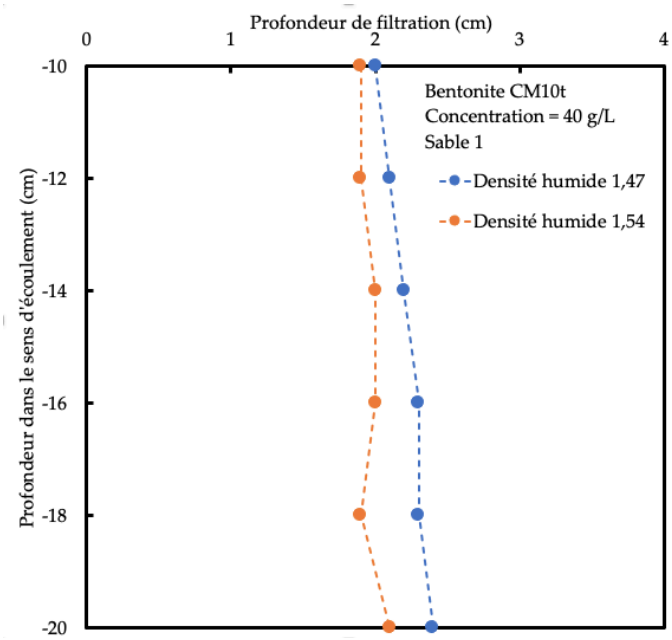


FIGURE 4. Effets de la densité du sable (1,47 et 1,54) sur la profondeur de filtration (Sable 1 ; Concentration = 40g/L ; Bentonite CM10t)

La filtration étant causé par l'interaction sable-boue, les propriétés du milieu filtrant (le sable) ne sont pas suffisantes afin de garantir une formation optimale du cake de filtration. D'autres paramètres comme ceux de la boue sont nécessaires, tels que la concentration et le type de boue utilisée, présentés ci-dessous.

C. Effets de la concentration de la boue

Deux concentrations ont été utilisées, 40 et 45 g/L (Tab. 2). La granulométrie, la densité humide et le type de la bentonite ont été maintenu constants. La Figure 5 illustre l'évolution de la profondeur de filtration en fonction de la profondeur d'excavation, suivant la concentration de la boue. Pour une densité humide de 1,47 du sable 2 (Fig. 2) et en utilisant la CM10t, une profondeur de filtration moyen de 2,1 cm a été mesuré pour une concentration de 40 g/L contre 1,2 cm pour celle de 45 g/L (Fig. 5). Les propriétés rhéologiques de la boue utilisée expliquent le comportement observé. Les études faites sur le viscosimètre Fann (Tab. 2) indiquent une contrainte seuil de 5,5 Pa pour une concentration de 40 g/L contre 7,2 Pa avec 45 g/L de concentration. Soit une différence de 25%.

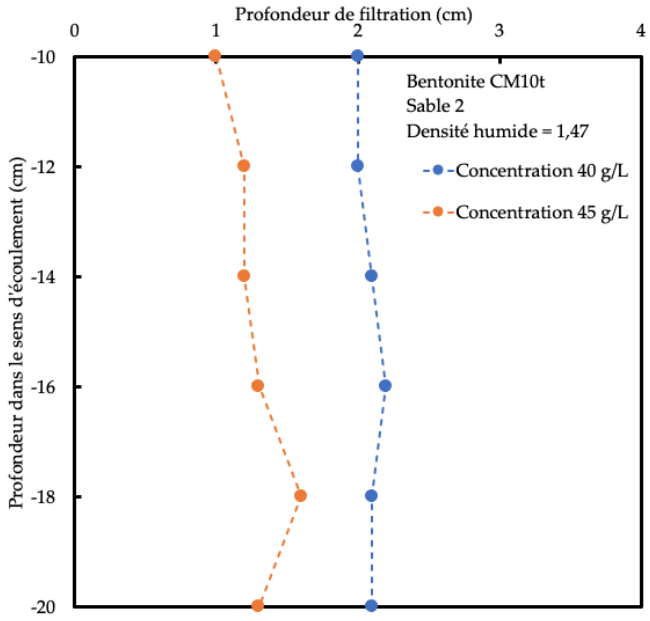


FIGURE 5. Effets de la concentration de la boue bentonitique (40 et 45 g/L) sur la profondeur de filtration (Bentonite CM10t ; Sable 2 ; Densité humide = 1,47)

Les résultats obtenus démontrent qu'une augmentation de la teneur en bentonite entraine une réduction considérable de la profondeur de filtration. Une réduction allant jusqu'à 40% pour une augmentation de 5 g/L de bentonite a été observé. Justifiée par le fait que cette augmentation de concentration, entraine l'augmentation de la viscosité de la boue bentonitique, ayant pour conséquence un colmatage rapide avec la formation d'un cake de filtration fin en surface donnant lieu à des profondeurs de filtration plus réduite.

D. Effets du type de bentonite utilisée

Deux bentonites ont été testées, la CM10t et la C2t. La granulométrie et la densité humide du sable, ainsi que la concentration de la boue ont été maintenues constantes. La Figure 6 illustre l'évolution de la profondeur de filtration en fonction de la profondeur d'excavation, suivant le type de bentonite utilisée. Pour une concentration de 45 g/L, une densité humide de 1,47 et le sable 2, une profondeur de filtration moyenne de 2,6 cm pour la C2t a été mesurée contre 1,2 cm pour la CM10t ; soit une différence de plus 40%.

Elle peut être due à la différence des viscosités entre les deux bentonites. Car les essais réalisés au viscosimètre Fann et au viscosimètre Marsh (Tab. 2) ont montré que la CM10t est plus visqueuse que la C2t. Pour une concentration de 45 g/L, la viscosité plastique est de 0,012 Pa.s pour la C2t contre 0,013 Pa.s pour la CM10t, soit près de 10%. Avec une contrainte seuil de 5,27 Pa pour la C2t contre 7,2 Pa pour la CM10t, soit une différence environnant les 30%. Il en est de même de viscosité Marsh. Ainsi, dans les mêmes conditions expérimentales, la CM10t donne une meilleure performance de filtration de par ses caractéristiques rhéologiques, elle nous permet d'obtenir des profondeurs de filtration réduites en comparaison à la C2t.

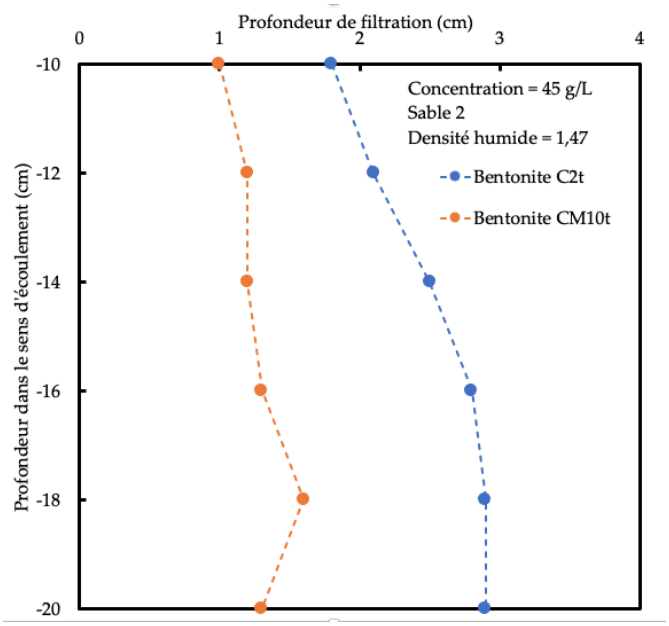


FIGURE 6. Effets du choix de la bentonite (C2t et CM10t) sur la profondeur de filtration (Sable 2 ; Concentration = 45 g/L ; Densité humide = 1,47)

Dans le Tableau 3 résume les résultats obtenus dans la présente étude. Ainsi, il fait clairement apparaitre l'influence des paramètres étudiés sur la profondeur de filtration : la granulométrie et la densité du sol, ainsi que la concentration et le type de la boue bentonitique utilisée.

TABLEAU 3. Résumé des résultats obtenus

N° Essai	Paramètres	Bentonite	Sable	Concentration de la boue bentonitique (g/L)	Densité humide	Profondeur de filtration Moyenne (cm)
1	Granulométrie du sol	CM10t	1	45	1,47	1,7
2			2			1,2
3	Densité du sol	CM10t	1	40	1,47	2,2
4					1,54	2
5	Concentration de la boue	CM10t	2	40	1,47	2,1
6				45		1,2
7	Type de Bentonite	C2t	2	45	1,47	2,6
8		CM10t				1,2

Les résultats présentés dans cet article ont permis de mettre en lumière quelques paramètres affectant la filtration de la boue bentonitique en utilisant la technique de filtration tangentielle.

Ces résultats montrent la complexité des mécanismes de filtration des boues de forage. D'autres études sont nécessaires pour mieux cerner la problématique de filtration et de formation de cake ; tels que la pression, la température, le pH, la salinité, etc.

IV. CONCLUSION

L'objectif de cette étude est l'évaluation des mécanismes de filtration de boues bentonitiques en tenant compte des différents facteurs tels que la granulométrie et la densité du sol, la concentration ainsi que le type de boue utilisée. Les résultats obtenus ont montré que les meilleures performances de filtration de la boue sont obtenues en présence d'un sol ayant une granulométrie plus étalée. Pour un sable donné et dans les mêmes conditions expérimentales, la filtration de la boue est optimale lorsque le sol est plus dense. Aussi, une augmentation de la teneur en bentonite entraine une diminution de la profondeur de filtration. Le choix de la bentonite à utiliser, est important. Ainsi, dans la cadre de cette étude, la meilleure performance de filtration est obtenue avec la bentonite CM10t dans les mêmes conditions de filtration. Ces résultats montrent la complexité des mécanismes de filtration des boues de forage. D'autres études, tels que la pression, la température, le pH, la salinité, etc. sont nécessaires pour mieux cerner la problématique de filtration et de formation de cake.

REMERCIEMENTS

Les travaux de recherche ont été financés par la Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP) dans le cadre du contrat d'allocation de subvention de recherche entre la Fédération Nationale de Travaux Publics (FNTP) et l'Université Le Havre Normandie (ULHN).

REFERENCES

C. Vipulanandan & A. Mohammed (2020). "Effect of drilling mud bentonite contents on the fluid loss and filter cake formation on a field clay soil formation compared to the API fluid loss method and characterized using Vipulanandan models". Journal of Petroleum Science and Engineering 189 (2020) 107029. https://doi.org/10.1016/j.petrol.2020.107029

D. Lee, K. Kim, H. Lee, J. Lim, I. Lee & H. Choi (2016). "Measurement of hydraulic properties of bentonite cake formation deposited on base soil medium". Applied Clay Science 123 (2016) 187–201. http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2016.01.037

Fiche technique, Bentonil C2t, Sud-Chemie, Edition 2006.

Fiche technique, Bentonil CM10t, Sud-Chemie, Edition 2007.

H. Qin, J. A. Vrugt, X. Xie & Y. Zhou (2018). « Improved characterization of underground structure defects from two-stage T Bayesian inversion using crosshole GPR data ». https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.08.014

J. Rybak, A. Ivannikov, E. Kulikova & T. Zyrek (2018). « Deep excavation in urban areas – defects of surrounding buildings at various stages of construction ». MATEC Web of Conferences 146, 02012. https://doi.org/10.1051/matecconf/201814602012

Le Havre Seine Métropole (LHSM). Qualité de l'eau. (Site internet de la Communauté Urbaine LHSM consulté en Mai 2023) https://www.lehavreseinemetropole.fr/amonservice/qualite-de-leau

M. Martin (1970). "Caractéristiques rhéologiques et composition des boues de forage ». http://dx.doi.org/10.1051/lhb/1970034

Maria Kmeid (2022). « Étude des pathologies des bétons de parois moulées : cas du shadowing ». Thèse doctorat de l'université de Toulouse, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.

Maria Kmeid, G. Casaux-Ginestet, G. Escadeillas, J. Armengaud & P. Robbit (2023). "Shadowing pathology on diaphragm walls investigation". https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133719

N. B. C. Santos (2021). "Evaluation of fluid rheology and pore space characteristics in the inner and external cake formation in overbalanced drilling operations". PhD, Federal University Of Uberlândia. http://doi.org/10.14393/ufu.te.2021.5549

P. Castaldo, F. Jalayer & B. Palazzo (2017). "Probabilistic assessment of groundwater leakage in diaphragm wall joints for deep excavations". http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2017.10.007

R. N. Sacramento, Y. Yang, Z. You, A. Waldmann, A. L. Martins, A. S. L. Vaz, P. L. J. Zitha & P. Bedrikovetsky (2014). "Deep bed and cake filtration of two-size particle suspension in porous media". Journal of Petroleum Science and Engineering 126 (2015) 201–210. http://dx.doi.org/10.1016/j.petrol.2014.12.001

S. P. Motevalian, J. Steen, J. De Leon, V. Sriskanda, I. Carino, A. S. Prashad, B. C. Conde & B. Arve (2021). "Evaluation of single-use tangential flow filtration technology for purification of activated polysaccharides used in conjugate vaccine manufacturing". https://doi.org/10.1002/btpr.3204

S. Qin, T. Xu, W. Zhou & A. Bezuijen (2023). « Infiltration behaviour and microstructure of filter cake from sand-modified bentonite slurry ». https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2023.100963

T. Tamano, S. Fuku, H. Suzuki & K. Ueshita (1996). « Stability of slurry trench excavation in soft clay ». Soils and Foundations Vol. 36, No. 2, 101-110, June 1996.

T. Xu & A. Bezuijen (2019). « Experimental study on the mechanisms of bentonite slurry penetration in front of a slurry TBM ». Tunnelling and Underground Space Technology 93 (2019) 103052. https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.103052

X. Yin, R. Chen, F. Meng, Z. Ding, Y. Cui, A. Hedeyat & M. Mooney (2021). "Face stability of slurry-driven shield with permeable filter cake". https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.103841

Y. Pan & Y. Fu (2019). "Effect of random geometric imperfections on the water-tightness of T diaphragm wall". https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.124252

Z. Wang, Y. Wang, D. Feng, J. Zhang & S. Liu (2022). "Effects of slurry viscosity and particle additive size on filter cake formation in highly permeable sand". https://doi.org/10.1016/j.undsp.2021.06.002

CARACTERISATION PHYSICO-GEOTECHNIQUE DE TERRES EXCAVÉES ISSUES DU PROJET DU GRAND PARIS EXPRESS

M.A. MAHI [1,2], F. BECQUART [1,2], R. ZENTAR [1,2], A. SADOK [3], T. GAUDRON [3].

[1] *IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, Centre for Materials and Processes, 59000, Lille, France*

[2] *Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, 59000, Lille, France*

[3] *Société des grands projets (ex Société du Grand Paris), 93200, Saint-Denis, France*

RESUME

Le secteur de la construction est confronté à des défis majeurs, principalement centrés sur la nécessité de réduire son empreinte environnementale. Dans ce contexte, l'utilisation des écomatériaux dans la construction est notamment connue comme une alternative écologique aux matériaux standards, à l'image du béton, avec un impact environnemental significatif largement imputable au ciment. La présente étude s'inscrit dans le cadre de l'évaluation du potentiel de valorisation de terres excavées du projet Grand Paris Express pour de futures applications sous l'angle écomatériaux dans le secteur du bâtiment. Cette communication présente ainsi les résultats de la caractérisation physico-géotechnique de quatre lithologies de terres excavées issues du projet du Grand Paris Express : un Calcaire de Saint Ouen (Te 1), des Sables de Beauchamp en deux variétés (Te 2 et Te 2'), des Marnes et Caillasse (Te 3), et un Calcaire Grossier (Te 4). Ces matériaux granulaires alternatifs représentent un volume important, de plus de la moitié de tous les types de terres excavées pour le projet du Grand Paris Express ; il est donc essentiel de maximiser leur valorisation.

Mots-clefs : Terres excavées, Grand Paris Express, Caractérisation géotechnique, Valorisation.

Modalité de présentation : Présentation orale.

I. INTRODUCTION

Le Grand Paris Express, projet majeur de transport urbain en Île-de-France, prévoit la construction principalement souterraine de quatre nouvelles lignes de métro (lignes 15, 16, 17 et 18) et l'extension d'une ligne existante (ligne 14) (Figure 1). Géré par la Société des grands projets (ex Société du Grand Paris), ce projet majeur génèrera, à terme, l'excavation d'environ 47 millions de tonnes de terre. La répartition de ces dernières s'établit comme suit : les tunnels constituent 45% du volume, les gares et ouvrages annexes également 45%, et les parois moulées les 10% restants. Devant l'ampleur de ce défi, la Société des grands projets a mis en place des stratégies spécifiques de gestion et de valorisation des terres excavées. Parmi les solutions envisagées, le développement d'écomatériaux à base de terres excavées dans une démarche de valorisation matière peut constituer une solution viable au regard des besoins futurs.

Cette communication présente la caractérisation de quatre lithologies de terres excavées représentatives du projet : un Calcaire de Saint Ouen (Te 1), des Sables de Beauchamp (Te 2 et T2'), des Marnes et Caillasse (Te 3) et un Calcaire Grossier (Te 4) à une fin d'évaluation de leur potentiel de valorisation en écomatériaux de construction.

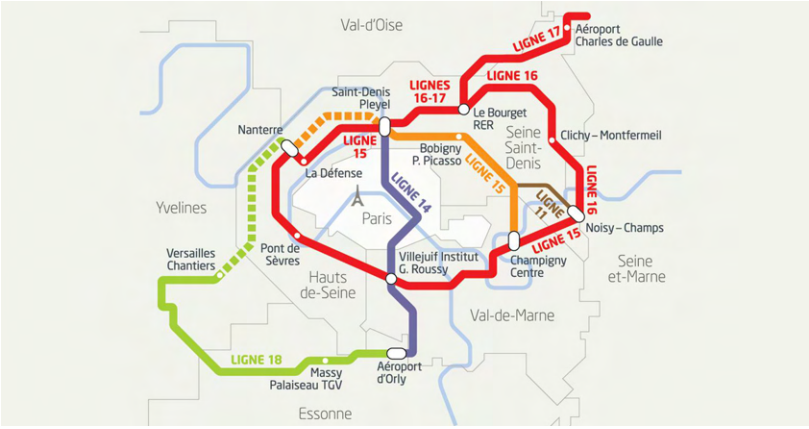


FIGURE 1. Carte du Grand Paris Express - Société des grands projets

II. PRESENTATION DES RESSOURCES ETUDIÉES ET ESSAIS DE CARACTERISATION

A. Ressources du Grand Paris Express

Les terres excavées du Grand Paris Express sont caractérisées par une grande diversité lithologique résultant de la complexité géologique de la région Île-de-France.

Dans le travail actuel, l'analyse a été orientée vers la sélection de quatre gisements notés Te 1, Te 2, Te 2', Te 3 et Te 4 (Figure 2), correspondant respectivement aux Calcaires de Saint-Ouen, Sables de Beauchamp variété 1, Sables de Beauchamp variété 2, Marnes et Caillasses et Calcaire Grossier.

Les prélèvements ont été menés lors des terrassements d'ouvrages et gares menés à la pelle hydraulique (déblais secs) sur les chantiers du Grand Paris Express.

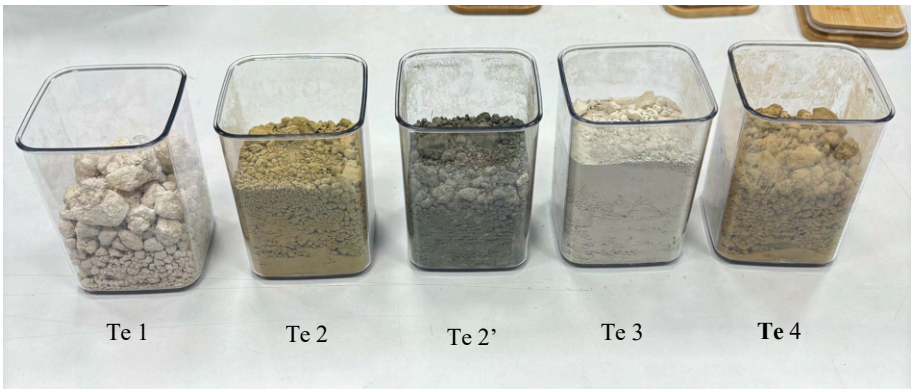


FIGURE 2. Illustration d'échantillons des terres excavées Te 1, Te 2, Te 2', Te 3, et Te 4

Te 1 - Calcaire de Saint Ouen

Le Calcaire de Saint Ouen est une formation marno-calcaire de couleur blanc crème à rosé. Cette formation est composée d'une alternance de bancs calcaires et de marnes à passées argileuses, notamment d'argiles magnésiennes. Le Calcaire de Saint Ouen est principalement présent sur les tracés des lignes 16, 15 Est, 17 Nord (notamment au Triangle de Gonesse) et ponctuellement 15 Sud [2].

Te 2 et Te 2′ - Sables de Beauchamp

La formation des Sables de Beauchamp se caractérise par une structure composée de sables fins, qui deviennent progressivement plus argileux vers la base et incluent souvent des niveaux gréseux ou indurés. Les Sables de Beauchamp se retrouvent sur la majorité du tracé de la ligne 16, ainsi que sur le secteur nord de la ligne 15 Est [3].

Te 3 - Marnes et Caillasses

Géographiquement, cette formation se trouve principalement sur le tracé des lignes 15 Ouest / Sud / Est et 16. L'extraction de cette formation se fait principalement par tunnelier. Cette formation géologique est caractérisée par une alternance de marnes argileuses et calcaires, comprenant des blocs calcaires, dolomitiques ou siliceux, avec parfois des bancs calcaires à la base [4].

Te 4 - Calcaire Grossier

Cette formation géologique se compose de bancs de calcaire souvent fossilifères, avec des inter-bancs plus tendres. Elle se divise en trois niveaux distincts : le Calcaire Grossier supérieur, une alternance de calcaire fin très dur et plus tendre ; le Calcaire Grossier moyen, un calcaire massif généralement tendre et friable, plus dur vers la base ; et le Calcaire Grossier inférieur, caractérisé par une composition sablogréseuse à cimentation calcaire, riche en glauconie. Géographiquement, cette formation est principalement rencontrée sur le tracé des lignes 15 Est et Sud [5].

La Société des grands projets s'est engagée à valoriser 70 % des terres excavées, en conformité avec la Directive Cadre de l'Union Européenne de 2008. Pour atteindre cet objectif, elle a initié une démarche exploratoire afin d'identifier les différentes méthodes de valorisation envisageables, en distinguant deux catégories de valorisation : volume et matière. La valorisation matière vise à utiliser les terres excavées comme matériau de construction et à créer de nouveaux produits de construction en les incorporant. La Figure 3 représente le schéma de valorisation des terres excavées des chantiers du Grand Paris Express. Elle illustre comment ces terres excavées peuvent être valorisées.

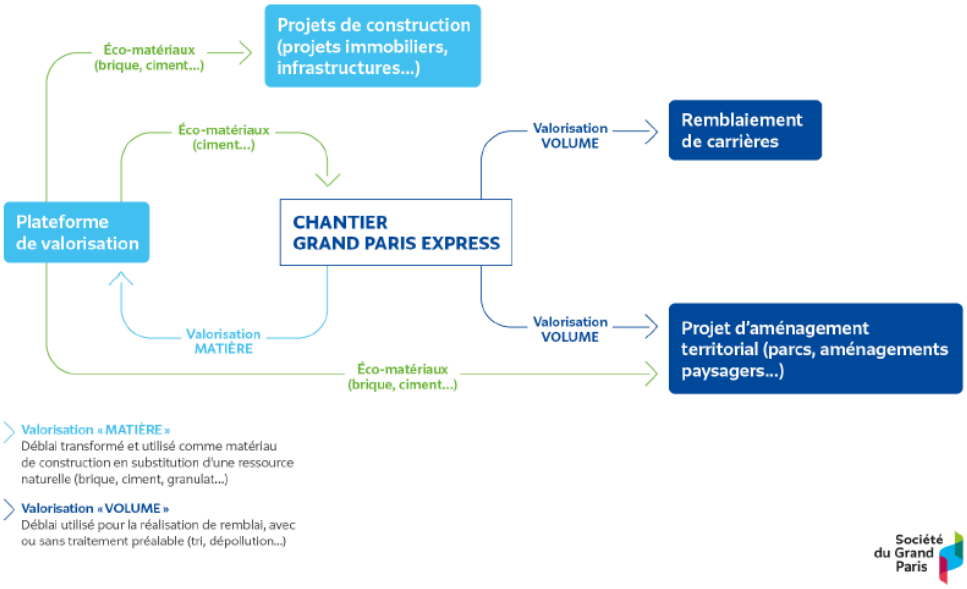


FIGURE 3. Schéma de valorisation des terres excavées des chantiers du Grand Paris Express [6]

Les terres excavées étudiées (Te 1, Te 2, Te 2', Te 3 et Te 4) constituent une proportion significative du total des terres excavées dans le cadre du projet Grand Paris Express, comme illustré sur la Figure 4. La quantité totale des terres excavées à partir de ces quatre lithologies est estimée à 22 millions de tonnes, ce qui correspond à presque la moitié du volume total prévu pour le projet et excède la moitié des volumes pour les lignes 15, 16 et 18. Par conséquent, la valorisation de ces terres représente un enjeu significatif pour la Société des grands projets.

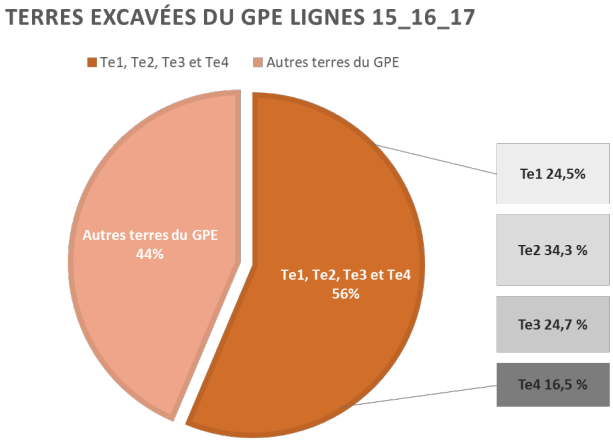


FIGURE 4. Part des Te 1, Te 2, Te 2', Te 3 et Te 4 dans les terres excavées du projet du Grand Paris Express.

B. Essais de caractérisation physico-géotechnique

Afin d'étudier les potentielles valorisations de ces terres en matériaux de construction, la présente étude de caractérisation vise à déterminer la granulométrie des terres, leur composition minéralogique, leur réactivité argileuse, ainsi que leur interaction avec l'eau et leurs classification environnementale. Pour cela, divers tests ont été effectués en suivant différentes méthodes expérimentales et permettant de différencier les terres et d'établir leurs caractéristiques. Le Tableau 1 récapitule la méthodologie des essais réalisés.

TABLEAU 1. Récapitulatif des méthodes expérimentales de caractérisation physico-géotechnique

Caractéristiques étudiés	Analyses	Appareillage / Normes suivies
Distribution granulométrique	Tamisage par voie humide	ISO 17892-4
	Analyse granulométrique par diffraction laser	ISO 13320:2020
Densité	Masse volumique apparente sèche	NF EN 1097-3
	Masse volumique absolue	Accupyc 1330 Micromeritics
Interactions avec l'eau	Teneur en eau	NF EN ISO 17892-1
	Limites d'Atterberg	ISO 17892-12
Propriétés de surface	Valeur de VBS	NF EN 933-9
Teneur en matière organique	450 °C	XP P 94-047
	550 °C	NF EN 15935:202108
Caractérisation minéralogique – physico chimique	Diffraction de rayons X (DRX)	Diffractomètre D2 Phaser-Bruker
	Analyses thermiques différentielles – thermogravimétriques (ATD-ATG)	Netzsch - STA 449 F3 Jupiter
Surface spécifique par adsorption de gaz	Méthode BET	ISO 9277
Classification environnementales des terres excavées	Analyse environnementale par lixiviation Analyse élémentaire Composés organiques	NF EN ISO 17294-2 NF EN 17322 (2020) NF EN ISO 22155 NF EN 15936

III. RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSION

A. Analyse granulométrique

Le Tableau 2 et la Figure 5 illustre les résultats de la distribution granulométrique pour les cinq échantillons de terres excavées. L'échantillon Te 1 a une proportion plus élevée de fractions argileuses et limoneuses. Les Te 2 et Te 2' montrent une dominance des fractions limoneuses et sableuses. Le Te 3 présente une forte proportion en sables et de limons, tandis que Te 4 est

caractérisé par une grande quantité de sables et une faible proportion d'argiles et une quantité significative de graviers.

TABLEAU 2. Proportions massiques de chaque classe granulaire

Echantillon	%	Argiles	Limons	Sables	Graviers
		0-2 µm	2-63 µm	63 µm – 4mm	4-25 mm
Te 1	% partiels	14,5	53,9	13,1	18,6
	% cumulés	14,5	68,4	81,5	100,0
Te 2	% partiels	5,4	27,3	66,5	0,8
	% cumulés	5,4	32,7	99,2	100,0
Te 2'	% partiels	3,0	14,8	79,4	2,9
	% cumulés	3,0	17,8	97,2	100
Te 3	% partiels	5,9	38,9	36,9	18,3
	% cumulés	5,9	44,8	81,7	100,0
Te 4	% partiels	2,6	15,9	57,3	24,2
	% cumulés	2,6	18,5	75,8	100,0

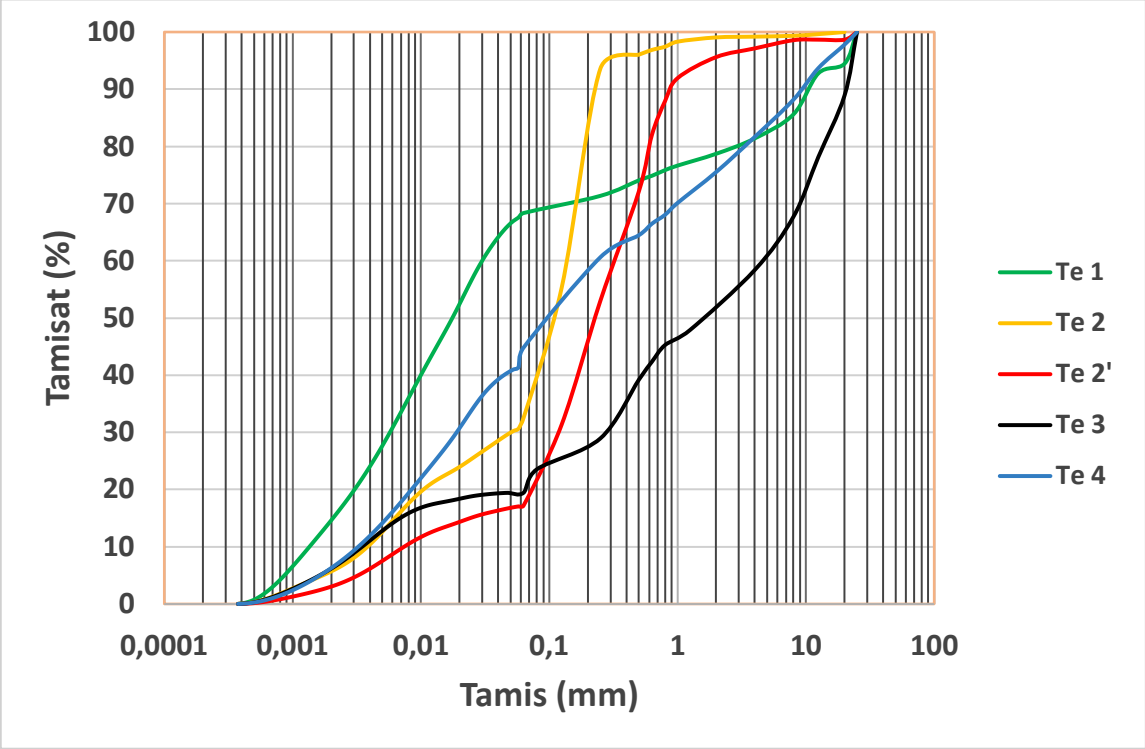


FIGURE 5. Distribution granulométrique des terres Te 1, Te 2, Te 2', Te 3 et Te 4

L'analyse détaillée de la forme des courbes granulométriques permet de noter que la terre excavée Te 3 présente une distribution équilibrée de particules fines et grosses, avec un coefficient de courbure (Cc) de 2,4, ce qui signifie qu'elle se situe dans la plage idéale pour un sol bien

gradué, généralement entre 1 et 3 et un coefficient d'uniformité (Cu) supérieur à 2, indiquant une granulométrie très étalée. Tandis que les Te 2 et Te 2' présentent un Cc qui dépasse le 3, ce qui indique que la fraction grossière est plus représentative du matériau que la fraction fine. Les Te 1 et Te 4, affichent un Cc inférieur à 1, ce qui prouve la prédominace de particulme fine par rapport aux particules grossieres, ce qui engendre un squelette peu rigide. Pour un mélange entre ces terres ou l'ajout d'un correcteur granulométrique est envisagé pour la suite de l'étude

B. Masse volumique absolue

Les mesures de la masse volumique absolue, réalisées avec le pycnomètre à hélium de type Micromeritics AccuPyc 1330, et les mesures de la masse volumique apparente sèche ont été effectuées conformément à la norme NF EN 1097-3. Les résultats ont donné les valeurs résumées dans le Tableau 3. Il est à noter la valeur élevée de Te3, ceci peut s'expliquer par la nature des minéraux constitutifs de cette terre et aussi la valeur faible de masse volumique apparente sèche de Te1 ce qui peut s'expliquer par la nature fine de la terre.

TABLEAU 3. Masses volumiques des terres excavées

Terre excavée	**Te 1**	**Te 2**	**Te 2'**	**Te 3**	**Te 4**
Masse volumique absolue (g/cm3)	2,67	2,74	2,70	2,87	2,69
Masse volumique apparente sèche (g/cm³)	0,67	1,22	1,09	1,13	1,25

C. Teneur en eau

Les mesures de la teneur en eau, réalisées selon la norme NF EN ISO 17892-1 au moment de la réception des terres, ont donné les valeurs résumées dans le Tableau 4. Ces valeurs traduisent beaucoup plus les conditions de stockage des terres que leurs propriétés in-situ.

TABLEAU 4. Teneur en eau des terres excavées

Terre excavée	**Te 1**	**Te 2**	**Te 2'**	**Te 3**	**Te 4**
Teneur en eau massique *W* (%)	62	9	8	5	6

D. Surface spécifique par la méthode BET

Cette mesure est obtenue par l'adsorption de gaz d'azote (N_2) sur la surface du matériau, les résultats sont récapitulés dans le Tableau 5. Il est à noter les valeurs élevées enregistrées sur ces terres. Des mesures sur des fractions granulométriques ont confirmé également ces valeurs élevées malgré la nature limoneuse voir sableuse pour certaines terres.

TABLEAU 5. Surfaces spécifiques des terres excavées

Terre excavée	**Te 1**	**Te 2**	**Te 2'**	**Te 3**	**Te 4**
Surface BET (m²/g)	16,01	8,97	6,92	7,65	13,80

E. Limites d'Atterberg

Afin de mieux cerner l'effet de l'eau sur la consistance des terres, les limites d'Atterberg ont été effectués et sont présentés dans le Tableau 6.

A partir des résultats obtenus, on peut noter la ressemblance de comportement entre Te1 et Te3, avec un indice de plasticité autour de 20 %. Aussi, une ressemblance entre Te2 et Te2', avec un indice de plasticité de 5%. Te4 présente un comportement intermédiaires avec un indice de plasticité de 14%.

TABLEAU 6. Teneur en eau et limites d'Atterberg des terres excavées

Caractéristique	Paramètre	Te 1	Te 2	Te 2'	Te 3	Te 4
Limites d'Atterberg	***Wl (%)***	52	21	22	52	29
	Wp (%)	33	16	18	30	15
	Ip (%)	19	5	4	22	14

F. Teneur en matières organiques

Pour maintenir des résistances mécaniques optimales et minimiser la porosité ainsi que le retrait lié à la décomposition organique dans les matériaux de construction, il est recommandé que la teneur en matière organique ne dépasse pas 2 à 4 %. Ce seuil aide à garantir l'intégrité et la durabilité de la construction [7].

TABLEAU 7. Teneurs en matières organiques des terres excavées

Caractéristique	Paramètre	Te 1	Te 2	Te 2'	Te 3	Te 4
Teneur en matière organique *(%)*	**450 °C**	4,67	0,81	0,89	1,27	2,04
	550 °C	4,90	1,46	1,38	3,57	3,00

Dans l'ensemble, tous les échantillons étudiés se situent en dessous du seuil recommandé, à l'exception de la terre Te 1 qui dépasse légèrement la recommandation conseillée de 2 à 4 %. Cet excès pourrait influer sur ses caractéristiques. Cette observation est cohérente avec les mesures des masses volumiques, où une densité apparente faible a été notée, pouvant être attribuée à une teneur élevée en matière organique, qui est généralement moins dense que les composants minéraux du sol.

G. Argilosité par VBS (Valeur de Bleu de Sols)

Les propriétés de surface de chaque type de terre ont été évaluées par la mesure de Valeur de Bleu de Sols conformément à la norme NF EN 933-9 sur une fraction de 0/5*mm*. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau 8.

TABLEAU 8. Argilosité VBS des terres excavées

Etude	Te 1	Te 2	Te 2'	Te 3	Te 4
VBS (g/100g)	1,11	1,23	1,12	0,65	2,12

Les résultats indiquent la quantité de bleu de méthylène adsorbée par les échantillons. Les valeurs élevées de VBS indiquent une présence plus intense d'argiles actives, caractérisées par

leur haute capacité d'adsorption. Ainsi, l'échantillon de terre Te 4, avec une VBS mesurée à 2,12 g/100g, pourrait comporter le plus des argiles plus actives comparativement aux autres terres analysées.

H. Classification environnementales des terres excavées

Afin d'étudier les potentiels de valorisation de ces terres, une analyse environnementale des échantillons de terres excavées a été réalisée par lixiviation (analyses sur éluat) et sur déchet brut (analyses en contenus totaux). Les résultats résultatsLes résultats de l'interprétation des mesures sont présentés dans le Tableau 9.

TABLEAU 9. Classification environnementale des terres excavées

Terre excavée	**Te 1**	**Te 2**	**Te 2'**	**Te 3**	**Te 4**
Classification environnementale	Inerte	Inerte	Non dangereux	Non dangereux	Inerte

Les échantillons analysés des Te 1, Te 2 et Te 4 sont classés comme ressources inertes, ce qui signifie qu'ils ne contiennent pas un taux de substances (définis par les normes listées dans le Tableau 1 - Section Classification environnementales des terres excavées) dépassant des seuils susceptibles de nuire à l'environnement ou à la santé humaine; ils peuvent donc être valorisés facilement.

Quant aux échantillons Te 2' et Te 3, ils sont classés comme ressources non dangereuses. Bien qu'ils contiennent un taux de substances dépassant les seuils des matériaux inertes les concentrations sont inférieures aux seuils réglementaires établis pour les matières considérées comme dangereuses. Elles peuvent également être valorisées, mais avec une évaluation plus spécifique pour s'assurer qu'elles conviennent à l'usage envisagé et ne libèrent pas de contaminants dans leur nouvel environnement.

I. Classification des terres selon le Guide des Terrassements Routiers

Une classification selon le GTR (Guide des Terrassements Routiers) a été réalisée conformément à la norme NF P11-300 et les résultats obtenus sont mentionnés dans le Tableau 10. Cette classification est basée sur des paramètres incluant la distribution granulométrique, la plasticité et la proportion d'éléments fins dans les terres excavées.

TABLEAU 10. Classification GTR des terres excavées

Etude	**Te 1**	**Te 2**	**Te 2'**	**Te 3**	**Te 4**
Classe	C1A1	B5	B5	C1A1	C2B2

La terre excavée Te 2 et Te 2', classée B5, est une terre excavée sableuse et graveleuse très limoneuse, un résultat confirmé par l'analyse granulométrique de cette terre excavée. Concernant les terres excavées Te 1 et Te 3, classifiées C1A1, elles sont des terres excavées contenant à la fois des particules fines et grossières, avec une fraction inférieure à 50 mm relevant de la classe A, correspondant à des terres fines. Quant à la terre excavée Te 4 est classée C2B2, il s'agit d'une terre excavée principalement composée d'éléments supérieurs à 50 mm, tandis que la fraction inférieure à 50 mm appartient à la classe B et contient des particules fines sableux peu argileux. Il est à souligner que les terres étudiées ont été préparées et tamisées à 25 mm pour améliorer leur

potentiel de valorisation dans les futures applications. Néanmoins, les caractéristiques des terres brutes avant la préparation ont été prises en compte dans cette classification.

J. Identification des minéraux dans les terres excavées étudiées

Les Figures 6, 7, 8 et 9 présentent les spectres pour l'identification des phases minéralogiques majeures des terres. Les pics observés correspondent à différents minéraux, identifiés par leur intensité et l'angle 2θ, qui est associé à l'espacement entre les couches des structures minérales.

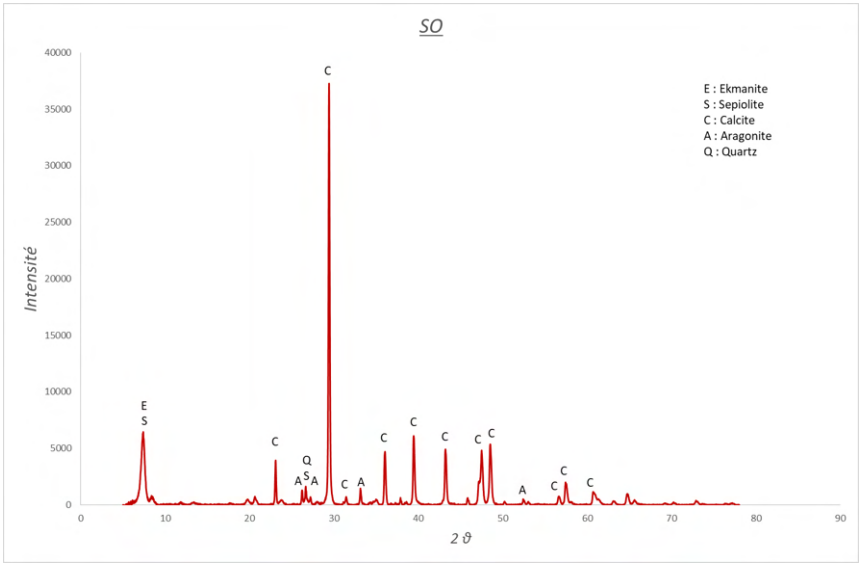


FIGURE 6. **Diffractogrammes de Te 1**

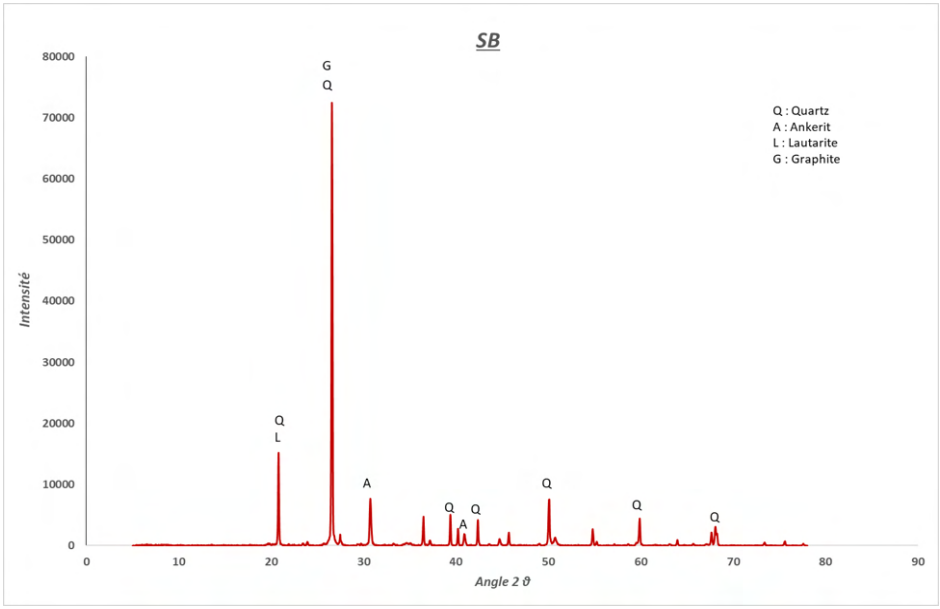


FIGURE 7. **Diffractogrammes de Te 2**

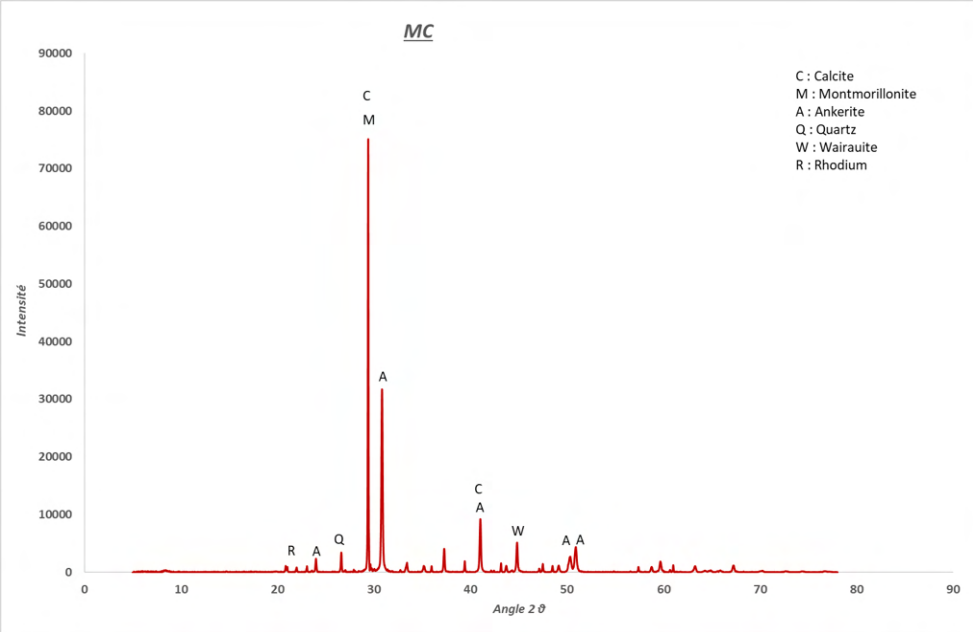


FIGURE 8. **Diffractogrammes de Te 3**

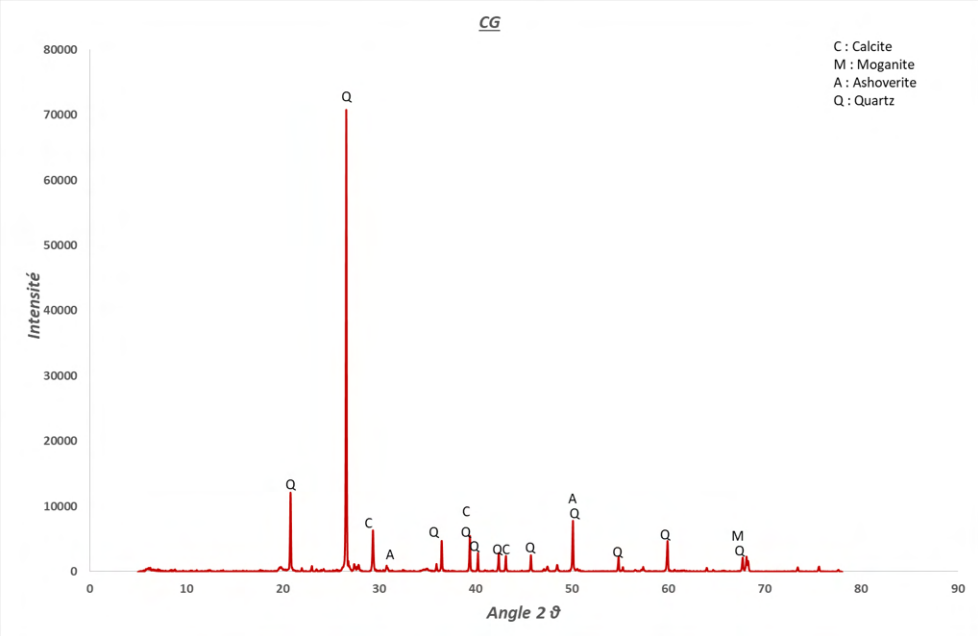


FIGURE 9. **Diffractogrammes de Te 4**

Pour la terre Te 1, la calcite est le principal constituant, suivie par l'aragonite, le quartz, et sépiolite en faibles quantités. L'échantillon de terre Te 3 est dominé par la calcite et la montmorillonite, avec des contributions significatives de l'ankerite et du quartz. La terre Te 2 se distingue par un pic de quartz prépondérant, accompagné de graphite et de lautarite, ainsi qu'une présence mineure d'ankerite. Quant à la Te 4, il est caractérisé principalement par le quartz, avec des pics secondaires de calcite et de moganite, et la présence plus rare d'ashoverite.

K. Analyses thermogravimétriques et thermiques différentielles (ATD-TG)

Des analyses thermogravimétriques et thermiques différentielles (ATD-TG) ont été réalisées sur les quatre terres. Ces analyses permettent une première approche concernant leurs compositions.

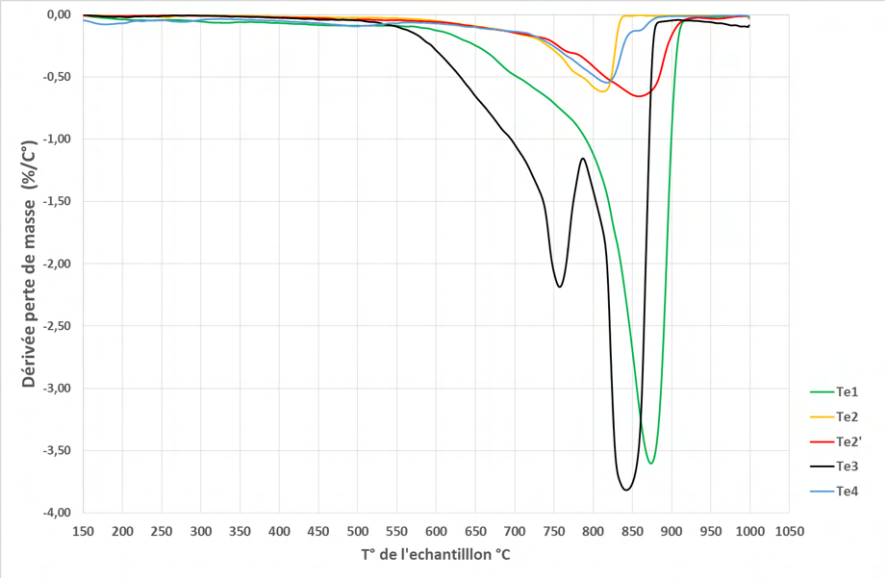


FIGURE 10. Résultats d'analyses thermogravimétriques et thermiques différentielles des terres excavées

Tous les échantillons montrent des changements significatifs de masse dans une plage de température spécifique. Les pics vers 600°C à 900°C révèlent une perte de masse rapide à cette température, ce qui pourrait confirmer la présence et la décomposition des carbonates qui sont présents sous forme de calcite dans Te 1, Te3, Te 4 et le minéral ankerite dans les terres Te 2 et Te 3.

Par ailleurs, des pertes de masse spécifiques à chaque échantillon sont observables à différentes températures. Pour l'échantillon Te 3, le pic entre 700°C et 800°C pourrait indiquer la présence de montmorillonite [8], un membre de la famille des smectites, connue pour conférer à ses terres des propriétés telles qu'une capacité de gonflement et de rétention d'eau élevée, ainsi qu'une plasticité élevée, ce qui confirme les résultats obtenus dans l'étude des limites de plasticité. Pour l'échantillon Te 1, la perte de masse observée autour de 900 °C pourrait être attribuée à la décomposition de minéraux comme l'aragonite, similaire à la calcite, et possiblement de la sépiolite.

IV. CONCLUSION

Ce premier volet de caractérisation physico-géotechnique a permis d'analyser quatre types de terres issues du projet du Grand Paris Express (représentatives de la majorité des terres excavées du Grand Paris Express), ces terres se distinguant par leur diversité de propriétés physico-géotechniques. Les résultats expérimentaux obtenus laissent entrevoir des possibilités favorables de valorisation.

L'analyse granulométrique a montré que la terre Te 3 présente une distribution bien graduée, contenant un large éventail de tailles de particules. En revanche, les terres Te 1, Te 2 et Te 2' et Te 4 affichent une granulométrie qui nécessite une correction pour être bien graduées, dans le but d'élargir leur potentiel de valorisation, notamment dans l'élaboration des matériaux de construction.

En ce qui concerne la valorisation, un examen attentif de la classification de ces terres est nécessaire afin de garantir leur impact sur l'environnement futur. Les résultats sur les échantillons analysés indiquent que les Te 1, Te 2 et Te 4 sont considérés comme inertes, ce qui facilite leur valorisation, car ils n'ont pas tendance à se décomposer, à réagir physiquement ou chimiquement, ni à détériorer les matériaux avec lesquels ils entrent en contact évitant ainsi toute pollution environnementale ou risque pour la santé humaine. Contrairement aux Te 2' et Te 3, classés comme non dangereux, requièrent une attention particulière lors de leur valorisation, particulièrement en cas de mélange avec d'autres matériaux.

REFERENCES

1- Bousquet, Arnaud (2021), "Introducing materials from the circular economy into the construction industry." Field Actions Science Reports, no. Special Issue 23: 88-89. https://journals.openedition.org/factsreports/6719?lang=en.

2- Société du Grand Paris, Artemis (Artelia, Arcadis, BG) (2018), Gestion et Emploi des Matériaux d'Excavation Fiche formation : Calcaire de Saint Ouen.

3- Société du Grand Paris, Artemis (Artelia, Arcadis, BG) (2018), Gestion et Emploi des Matériaux d'Excavation Fiche formation : Sables de Beauchamp.

4- Société du Grand Paris, Artemis (Artelia, Arcadis, BG) (2018), Gestion et Emploi des Matériaux d'Excavation Fiche formation : Marnes et Caillasse.

5- Société du Grand Paris, Artemis (Artelia, Arcadis, BG) (2018), Gestion et Emploi des Matériaux d'Excavation Fiche formation : Calcaire Grossier.

6- Société du Grand Paris (2022), Traçabilité, Evacuation et Valorisation : Sur les traces des terres du Grand Paris Express, dossier de presse.

7- H. Houben et H. Guillot (1989), Traité de construction terre, Grenoble, Craterre.

8- N. Trauth, J. Lucas (1967), Apport des méthodes thermiques dans l'étude des minéraux argileux, Bulletin du Groupe français des Argiles.

Physique du bâtiment

Approche multi-échelle de caractérisation des propriétés de transfert en fonction de la morphologie des matériaux cimentaires

Mohamad ACHOUR[1], Emmanuel ROZIERE[2], Francois BIGNONNET[3], Ouali AMIRI[3]

[1] *Builders Lab, Builders Ecole d'ingénieurs, COMUE Normandie Université, 1 Rue Pierre et Marie Curie, 14610 Epron, France*

[2] *École Centrale Nantes, Nantes Université, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44000 Nantes, France*

[2] *Nantes Université, GeM UMR 6183, F-44600 Saint-Nazaire, France*

RESUME Le coefficient de diffusion d'un matériau cimentaire est fonction de sa microstructure et de sa morphologie à différentes échelles, allant du nanomètre au centimètre. La morphologie dépend de la formulation et des conditions de durcissement de ce matériau. L'approche multi-échelle sert à faire le lien entre les propriétés diffusives et mécaniques, la composition et la microstructure du matériau. Le coefficient de diffusion du béton est un indicateur de durabilité qui alimente les modèles de prédiction du vieillissement des ouvrages en béton armé. Il est l'un des paramètres d'entrée des modèles numériques qui évalue la capacité du béton à résister au phénomène de corrosion. Dans cet article, une campagne expérimentale a pour objectif de montrer l'influence de la composition des matériaux cimentaires sur les propriétés de durabilité. Il s'agit d'étudier l'influence du rapport Eau/Liant, des propriétés des granulats sur les propriétés diffusives. Deux types de granulats sont retenus : granulat calcaire poreux et dense. Les formulations se distinguent par le type et la fraction volumique des granulats ainsi le rapport Eau/Liant et le dosage des additions. Dans cet article, un modèle multi-échelle utilisé modélise les propriétés diffusives des matériaux cimentaires. Une confrontation entre les résultats expérimentaux et numériques est présentée et qui permet d'interpréter les résultats.

Mots-clefs durabilité, multi-échelle, coefficient de diffusion, granulats, morphologie

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Les producteurs de béton se tournent vers l'utilisation de ressources locales ou de matériaux de démolition pour l'approvisionnement en granulats en raison des défis de développement durable. Ces granulats diffèrent souvent des granulats de « référence » utilisés dans les études fournissant des seuils d'indicateurs de durabilité en termes de composition minéralogique, de morphologie, d'absorption et de courbe granulométrique (teneur en fines). Cependant, il a été démontré que la nature des granulats a un impact significatif sur la durabilité des bétons car elle permet aux agents agressifs de passer à travers leur structure poreuse (P. Halamickova et al. 1995), (R.Cortas et al. 2014). Les mécanismes de transfert et les propriétés microstructurales des bétons peuvent

être influencés par les granulats. Grâce à l'utilisation de techniques expérimentales avancées telles que la microscopie électronique à balayage, la porosimètrie au mercure, la nano-indentation et d'autres, nous sommes de plus en plus en mesure de comprendre la microstructure des matériaux cimentaires. Pour maximiser l'utilisation de ces matériaux, il est crucial de comprendre le lien entre cette microstructure et les propriétés macroscopiques. Ainsi, pour l'étude des propriétés des matériaux cimentaires, le choix d'une approche multi-échelle est intéressant, et cette approche sera au cœur du travail présenté ici. La micromécanique est utilisée pour comprendre le comportement de ce type de matériau hétérogène multi-échelle. Une des particularités de ce travail sera la question d'intégrer les propriétés des granulats dans les mécanismes de transfert.

Un indicateur de durabilité qui alimente les modèles de vieillissement est le coefficient de diffusion du béton. L'un des paramètres d'entrée les plus importants, est le coefficient de diffusion des ions chlorures, qui évalue la capacité d'un béton à résister aux mécanismes de transfert, en particulier au couplage carbonatation/chlorure. Le comportement du matériau vis-à-vis de la pénétration des ions chlorures peut être modifié par la proportion et les propriétés des granulats dans les matériaux cimentaires.

II. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Diverses études dans la littérature examinent comment la morphologie et la formulation du béton affectent les propriétés diffusives. Le coefficient de diffusion diminue avec l'augmentation de la fraction volumique du sable, selon les travaux de Delagrave et al. (Delagrave et al. 1997). Au contraire, les travaux de Wu et al. (Wu et al. 2015) ont montré que lorsque la fraction volumique du sable augmente au-delà de 35 %, le coefficient de diffusion augmente. Caré (Caré 2003) a testé la migration des ions chlorures sur des éprouvettes de mortiers et a découvert que les granulats ont un impact sur le coefficient de diffusion des mortiers. L'influence des granulats a été prise en compte dans les travaux de Caré (Caré 2003) en tenant compte de la variation du volume de l'ITZ qui entoure les granulats. De nombreux autres travaux ont démontré que la diffusivité des matériaux cimentaires est un sujet complexe qui dépend de la morphologie du béton et de ses constituants.

Selon la nature minéralogique des granulats dans les mortiers et les bétons, ils peuvent créer une zone d'interface. Selon plusieurs travaux de modélisation, l'épaisseur de la zone d'interface (ITZ) est comprise entre 20 et 30 μm (E. J. Garboczi, D. P. Bentz. (1997), J. Shane and T. Mason. (2000)). Avec l'aide de mesures de microscopie électronique à balayage (MEB), Crumbie (Crumbie 1994) a également découvert expérimentalement que l'épaisseur de l'ITZ était comprise entre 20 et 30 μm. Selon d'autres recherches, cette épaisseur pour les bétons ordinaires peut varier de 9 à 51 μm en fonction du type de ciment utilisé (Zheng et al. 2005). La distribution granulométrique des granulats est nécessaire pour déterminer la fraction volumique de l'ITZ. En prenant en compte le chevauchement entre les ITZ des granulats, l'approche analytique suggérée par Lu et Torquato (B. Lu and S. Torquato. (1992)) permet de produire une distribution de granulats sphériques de différentes tailles dans un milieu. Les travaux de Bentz et Garboczi (D. P. Bentz and E. J. Garboczi. 1999) adoptent également cette méthode basée sur le principe de l'espace de probabilité.

Cet article suggère d'utiliser un modèle multi-échelle illustré dans la figure 1 pour tester le modèle de prédiction du coefficient de diffusion des bétons CEM I développé dans le cadre des travaux de Achour (Achour et al. 2020). Ce modèle nécessite des paramètres d'entrée comme les propriétés mécaniques et diffusives des granulats, le rapport eau/liant et ainsi le dosage en granulats. Les résultats sont encourageants, mais des écarts importants entre les résultats du modèle et ceux de la littérature peuvent être expliqués par le manque de paramètres d'entrée. Par conséquent, une campagne expérimentale est détaillée dans la suite avec tous les paramètres d'entrée nécessaires pour alimenter le modèle multi-échelle présentée. L'étude de l'impact de la formulation et des granulats (structure poreuse, type des granulats, fractions volumiques) sur le coefficient de diffusion des ions chlorures est également un objectif de cette campagne.

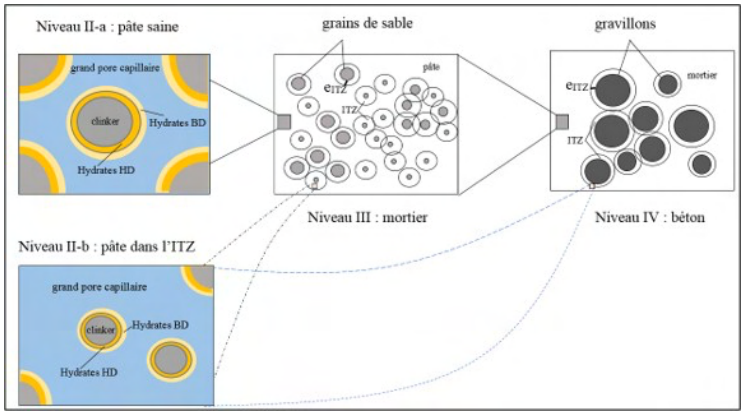


Figure 1 – Modèle multi-échelle de prédiction des propriétés diffusives du béton (Achour et al. 2020).

III. CAMPAGNE EXPERIMENTALE

Les mortiers et les bétons sont utilisés dans la campagne expérimentale. Elle est composée de dix différentes formulations. Les bétons et mortiers sont construits à partir de deux variétés de granulats calcaires : les granulats Boulonnais denses et les granulats Bayel poreux. La formulation de la pâte de ciment est en lien avec les formulations utilisées dans le projet PERFDUB national pour les mortiers et les bétons.

A. Choix des matériaux

Les bétons et les mortiers dans notre étude ont été fabriqués avec du ciment I 52.5N (masse volumique = 3,09 g/cm^3) produit par l'usine EQIOM de Lumbres et du laitier de haut fourneau (masse volumique = 2,9 g/cm^3) produit par l'usine Ecocem à Fos sur Mer. Un adjuvant est utilisé pour faciliter la mise en œuvre des mortiers et des bétons. C'est un plastifiant haut réducteur d'eau à base de polycarboxylate modifié, le SIKAPLAST TECHNO 348. Les granulats utilisés pour étudier leur impact sur les mécanismes de transfert dans le béton sont :

1. Les granulats de calcaire dense concassés appelés Boulonnais, utilisés pour fabriquer des bétons hydrauliques :
    - Sable d'une granulométrie de 0/4 mm.

- Gravillon de 4/12 mm et 4/20 mm de granulométrie

2. Les granulats de calcaire Bayel concassés :
   - Sable d'une granulométrie de 0/4 mm.
   - Gravillon de 4/10 mm et 10/20 mm de granulométrie.

B. Formulations

Le type de granulats (Boulonnais ou Bayel), la fraction volumique des gravillons (15, 25 et 34%), l'addition utilisée (avec ou sans laitier de haut fourneau) ou le rapport Eeff/liant (0,4-0,6) sont différents dans ce travail. Ces dix formulations sont résumées dans la figure 2 et détaillées dans les tableaux 1 et 2. Les formulations F2 et F5 désignent chacune trois formulations qui correspondent aux différentes fractions volumiques de gravillons (15, 25 et 34%).

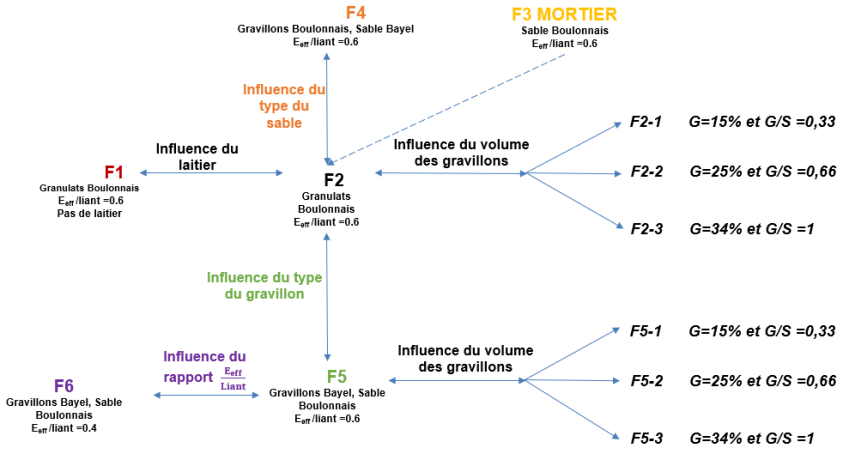


Figure 2 – Les dix formulations étudiées dans le cadre du programme expérimental

Tableau 1 et 2 – Composition des formulations étudiées dans le cadre du programme expérimental

Matériaux utilisés (Kg/ m³)	Béton de référence	Mortier	Bétons		
	F1	**F3**	**F2-1**	**F2-2**	**F2-3**
Ciment CEM I 52.5 N	315	199	168	148	129
Eau	188,7	280,5	237,6	209	182
Laitier de haut fourneau*	-	299	253	223	194
Plastifiant	0,775	1,385	0,9	0,85	0,9
Sable Boulonnais 0/4 mm	920	1418	1201	1057	920
Gravillons Boulonnais 4/12 mm	310	-	135	443	610
Gravillons Boulonnais 4/20 mm	610	-	266	225	310
Rapport E_{eff} /liant	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

Matériaux utilisés (Kg/ m³)	Bétons				
	F4	**F5-1**	**F5-2**	**F5-3**	**F6**
Ciment CEM I 52.5 N	129	168	148	129	160
Eau	182	238	209	182	160
Laitier de haut fourneau*	194	253	223	194	240
Plastifiant	0,6	0,95	0,93	0,85	0,6
Sable Boulonnais 0/4 mm	-	1201	1057	920	920
Gravillons Boulonnais 4/12 mm	310	-	-	-	-
Gravillons Boulonnais 4/20 mm	610	-	-	-	-
Sable Bayel 0/4 mm	878	-	-	-	-
Gravillons Bayel 4/10 mm	-	116	194	267	267
Gravillons Bayel 10/20 mm	-	245	408	562	562
Rapport E_{eff} /liant	0,6	0,6	0,6	0,6	0,4

Le rapport Eeff/Liant est obtenu avec un coefficient K = 0,9 de prise en compte du laitier (norme NF EN 206-1).

C. Essais et caractérisation

Afin de préparer les échantillons dans les mêmes conditions, chaque formulation des trois bétons a été effectuée en une journée. Après la vibration et la mise en place du béton, l'ensemble des éprouvettes 11*22 (cm) est immédiatement placé dans une chambre climatisée à 20°C pour les démouler après 24 heures. Après le démoulage, toutes les éprouvettes ont été conservées dans l'eau pendant 90 jours pour atteindre un degré d'hydratation avancé. En premier lieu, les propriétés mécaniques des bétons et les caractéristiques liées à l'action des chlorures peuvent être déterminées par des essais de caractérisation effectués sur chacune des formulations. Ces essais permettent également de tester l'approche multi-échelle déjà développée pour déterminer le coefficient de diffusion des ions chlorures des matériaux cimentaires et d'évaluer l'impact des granulats sur les propriétés de transport. Les essais réalisés sont les suivants :

- Résistance à la compression à 90 jours : essai d'écrasement (3 éprouvettes par formulation)
- Porosité accessible à l'eau à 90 jours (3 éprouvettes par formulation)

- Coefficient de diffusion effectif d'ions chlorures en régime permanent par essai de migration à 180 jours (3 éprouvettes par formulation)

Tableau 3 – Méthodologie de mesure des propriétés mécaniques et diffusives des 3 éprouvettes par formulation

Nature de l'essai	Objectifs	Eprouvettes	Age des éprouvettes
Résistance à la compression Essai d'écrasement	Résistance mécanique du béton et module d'Young	11*22 (cm)	90 jours
Méthode dynamique, Grindosonic	Module d'Young et coefficient de Poisson du béton	11*22 (cm)	90 jours
Porosité accessible à l'eau	Quantifier la porosité totale accessible à l'eau du béton	11*2 (cm)	90 jours
Migration des ions chlorure sous un champ électrique	Coefficient de diffusion effectif d'ions chlorure en régime permanent	11*5 (cm)	180 jours

IV. RESULTATS ET DISCUSSION

A. Porosité accessible à l'eau

La norme NF-P18-459 (2015) régit le protocole de mesure. La figure ci-dessous présente les résultats de la porosité accessible à l'eau sur les bétons et les mortiers. Ces résultats sont obtenus sur des échantillons d'un diamètre de 11 cm et d'une épaisseur de 2 cm qui ont été conservés dans l'eau pendant 90 jours. Les échantillons sont saturés dans un dessiccateur sous vide pendant 48 heures. Ils sont ensuite pesés dans l'air et dans l'eau pour obtenir m_a et m_e, puis mis dans une étuve à 105°C jusqu'à obtenir la masse constante m_s. Ainsi, l'équation 1 peut être utilisée pour déterminer la porosité du matériau :

$$\varepsilon = \frac{m_a - m_s}{m_a - m_e} \quad (1)$$

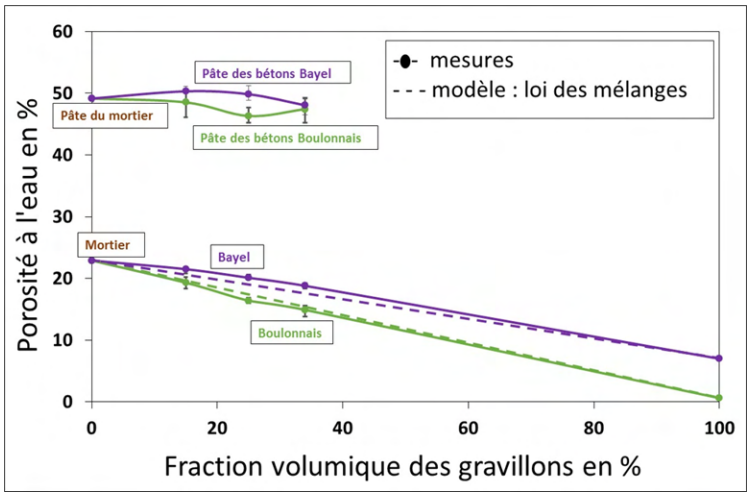


Figure 3 – Résultats de la variation de la porosité en fonction de type et de la fraction volumique des granulats

Les résultats montrent que lorsque des granulats sont ajoutés aux formulations F2 et F5, la porosité du béton diminue linéairement, ce qui semble valider la loi des mélanges. Les mesures sont relativement incertaines. En connaissant la porosité des granulats et du béton/mortier, la porosité des pâtes de ciment des bétons peut être estimée par calcul. Les bétons avec des gravillons Bayel ont une porosité plus élevée que les bétons avec des gravillons Boulonnais. La porosité importante de la roche Bayel (6,8%), qui est beaucoup plus élevée que celle de la roche Boulonnais (0,6%), peut expliquer cela.

B. Propriétés mécaniques des bétons

Malgré le fait que l'estimation des propriétés mécaniques du béton n'était pas l'objectif principal de cet article, des essais normalisés ont été réalisés pour vérifier la qualité du béton au niveau mécanique et interpréter les résultats relatifs à la durabilité. La variation des modules d'Young « dynamiques » et « statiques » en fonction de la fraction volumique des gravillons dépend du type de granulats, comme le montre la figure ci-dessous. La loi de mélange, qui relie le module d'Young d'un matériau sans gravillons (mortier) à un matériau qui ne contient que des gravillons (roche), ne peut pas prédire les mesures intermédiaires. Le module d'Young augmente avec l'ajout des gravillons.

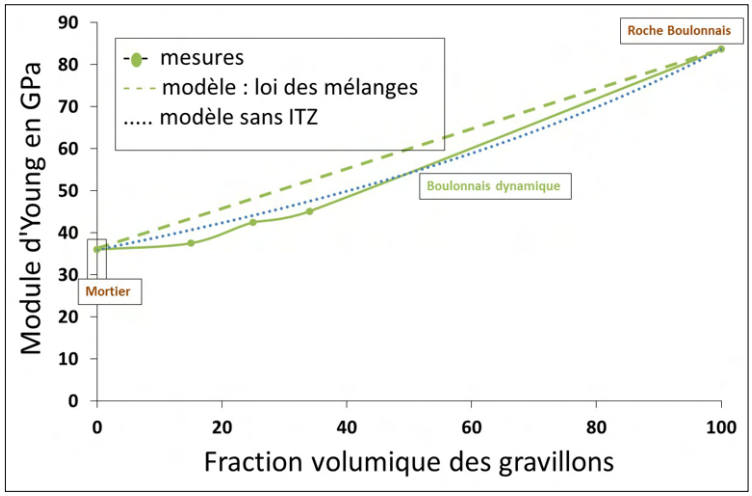


Figure 4 – Résultats de la variation du module d'Young en fonction de la fraction volumique des gravillons

On peut déduire que les résultats confirment qu'il existe des phénomènes dans les bétons qui peuvent expliquer l'écart entre les résultats expérimentaux et théoriques (la loi de mélange) comme de la fissuration interne, ITZ, etc.).

C. Coefficient de diffusion d'ions chlorures

La figure 4 montre que pour les deux types de granulats Boulonnais et Bayel, le coefficient de diffusion effectif des bétons diminue puis augmente avec l'augmentation de la fraction volumique des granulats. Ce résultat montre que plusieurs phénomènes sont combinés et contribuent. Il y a des microfissures dans la pâte cimentaire causées par le retrait empêché. En augmentant la fraction volumique des gravillons, le nombre de surfaces d'interactions granulats-pâte augmente, ce qui implique plus de fissures qui se connectent et facilitent la diffusion des ions chlorures.

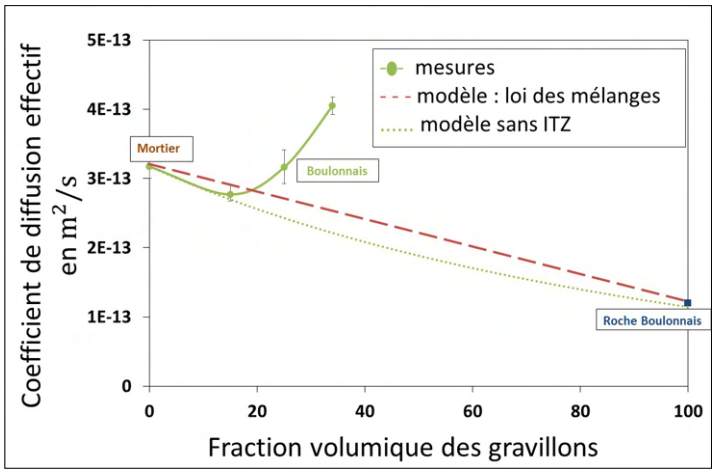


Figure 5 –Variation du coefficient de diffusion en fonction de la fraction volumique des gravillons Boulonnais

Il a également été possible d'obtenir ce résultat en examinant le coefficient de diffusion des mortiers (Wu et al. 2015).

La figure 5 montre que pour une même fraction volumique de gravillons, le passage Boulonnais-Bayel réduit le coefficient de diffusion. Le granulat Bayel présente une résistance inférieure à celle du Boulonnais, comme indiqué dans la figure 3. Il est possible que cela réduise les microfissures présentes autour des granulats dans la matrice cimentaire, ce qui réduit le nombre de voies favorables pour la diffusion des ions chlorures. La figure 5, qui montre l'impact de la substitution du sable Boulonnais par celui Bayel, confirme ce résultat.

Il existe un écart entre les résultats expérimentaux et la loi de mélange et un schéma d'homogénéisation classique (Mori-Tanaka). Au niveau de l'interface granulat-matrice, des phénomènes tels que la fissuration interne et l'ITZ peuvent modifier la tendance des résultats obtenus en fonction de la fraction volumique des granulats. Les méthodes d'homogénéisation les plus avancées sont donc utiles pour expliquer ces résultats obtenus et pour décrire avec précaution les phénomènes qui se produisent autour des granulats pendant l'hydratation de la pâte de ciment.

Il nous semble intéressant de combiner les propriétés diffusives et mécaniques car les résultats sur le coefficient de diffusion des bétons peuvent être interprétés en fonction de la nature et de la compacité des granulats.

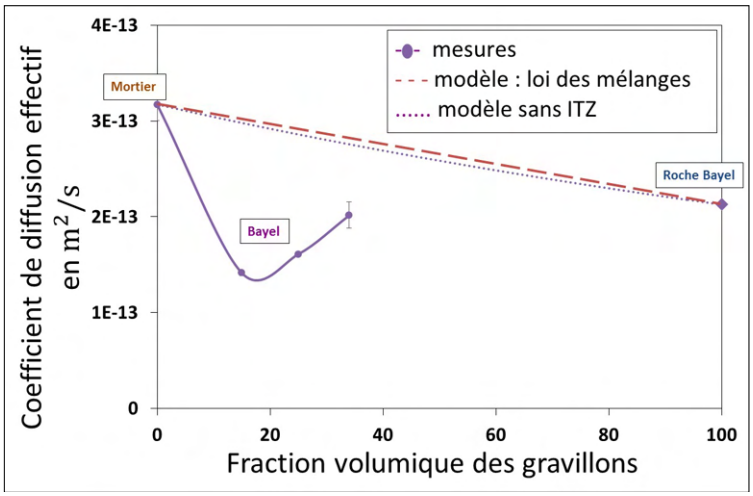


Figure 6 –Variation du coefficient de diffusion en fonction de la fraction volumique des gravillons Bayel

CONCLUSION

Dans cet article, nous avons développé une campagne expérimentale qui prend en compte l'impact des granulats sur le transfert d'ions chlorures afin de prédire les propriétés diffusives des matériaux cimentaires (mortiers et bétons). Les résultats expérimentaux ont été comparé à des modèles analytiques de prédiction. Le programme expérimental a montré que la formulation et les granulats du béton affectent le coefficient de diffusion. Il augmente avec l'ajout de granulats pour les granulats Boulonnais et Bayel. Cela est dû soit à la connectivité de l'ITZ autour des granulats, soit à la connectivité des fissures créées autour des granulats en raison du retrait empêché de la pâte de ciment.

Une discussion sur la tendance de la variation du coefficient de diffusion pour ces types de granulats a commencé en comparant les résultats expérimentaux avec ceux issus de la modélisation. Afin d'expliquer ces résultats, cette étude propose une hypothèse sur la concurrence entre les propriétés mécaniques des granulats (résistance, compacité) et les propriétés diffusives.

REFERENCES

R. Cortas, E. Rozière, S. Staquet, A. Hamami, A. Loukili, and M. P. Delplancke-Ogletree. (2014). Effect of the water saturation of aggregates on the shrinkage induced cracking risk of concrete at early age. Cement and Concrete Composite. 50, 1–9. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.02.006

P. Halamickova, R. J. Detwiler, D. P. Bentz, and E. J. Garboczi. (1995). Water permeability and chloride ion diffusion in portland cement mortars: Relationship to sand content and critical pore diameter. Cement and Concrete Research. 25(4), 790–802. https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00069-O

A. Delagrave, J. P. Bigas, J. P. Ollivier, J. Marchand, and M. Pigeon. (1997). Influence of the interfacial zone on the chloride diffusivity of mortars. Advanced Cement Based Material. 5(3), 86–92. https://doi.org/10.1016/S1065-7355(96)00008-9

K. Wu, L. Xu, G. De Schutter, H. Shi, and G. Ye. (2015). Influence of the interfacial transition zone and interconnection on chloride migration of Portland cement mortar. Advanced Concrete Technology. 13(3), 169–177. https://doi.org/10.3151/jact.13.169

S. Caré. (2003). Influence of aggregates on chloride diffusion coefficient into mortar. Cement and Concrete Research. 33(7), 1021–1028. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00009-7

E. J. Garboczi and D. P. Bentz. (1997). Analytical formulas for interfacial transition zone properties. Advanced Cement Based Materials. (6), 99–108. https://doi.org/10.1016/S1065-7355(97)90016-X

J. Shane and T. Mason. (2000). Effect of the interfacial transition zone on the conductivity of Portland cement mortars. Journal of the American Ceramic Society, (44), 1137–1144. https://doi.org/10.1111/j.1151-2916.2000.tb01344.x

A. K. Crumbie. (1994). Characterisation of the microstructure of concrete. PhD thesis, Imperial College London.

J. J. Zheng, C. Q. Li, and X. Z. Zhou. (2005). Thickness of interfacial transition zone and cement content profiles around aggregates. Magasine of Concrete Research. 57(7), 397–406. https://doi.org/10.1680/macr.2005.57.7.397

B. Lu and S. Torquato. (1992). Lineal-path function for random heterogeneous materials. Physical Review. 45(2), 922–929. https://doi.org/10.1103/PhysRevA.45.922

D. P. Bentz and E. J. Garboczi. (1999). Computer modelling of interfacial transition zone: microstructure and properties. Engineering and Transport Properties of the Interfacial Transition Zone in Cementitious Composites. RILEM Report No. 20. Proceedings. Part 5. Chapter 20. 349–385.

M.Achour, F.Bignonnet, J-F. Barthélémy, E. Rozière, O.Amiri. (2020). Multi-scale modeling of the chloride diffusivity and the elasticity of Portland cement paste. Construction and Building Materials. 234. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117124.

Étude de la désaturation par séchage de pierres calcaires poreuses par mesure des déformations et de la résistance électrique

Mohamad DAHER, Mohamed Ahmed HASSINE, Xavier BRUNETAUD, Kévin BECK

Laboratoire de mécanique Gabriel Lamé - LaMé EA 7494, Université d'Orléans, 8 rue Léonard de Vinci, 45072 Orléans France

RÉSUMÉ Certaines pierres calcaires utilisées pour l'édifice de notre patrimoine bâti présentent des altérations, comme la desquamation en plaques qui est typique du tuffeau, pierre des châteaux de la Loire. Ces altérations sont souvent provoquées par les mouvements d'eau dans la pierre, lors de son infiltration par capillarité et de son départ par séchage. Il est donc essentiel de connaitre le comportement de la pierre vis-à-vis de l'eau afin de comprendre les mécanismes de formation de l'altération. Dans le travail présenté ici, nous avons étudié le comportement dilatométrique lors de la désaturation par séchage de deux pierres calcaires poreuses, utilisées sur le château de Chambord : le tuffeau et la pierre de Richemont Le profil de saturation en eau de ces pierres pendant la phase de séchage a été mesuré par résistance électrique. La réponse en déformation du matériau a été mesurée par des jauges afin de relier localement déformation et teneur en eau. Les résultats montrent des comportements très différents de ces deux pierres étudiées lors du séchage. Ces mesures pourraient nous aider à étayer des hypothèses permettant d'expliquer les formations des desquamations en plaques sur le tuffeau.

Mots-clefs Résistance électrique, jauges de déformation, desquamation en plaque, séchage, pierres calcaires

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Les pierres utilisées en construction sur des monuments anciens sont soumises à des conditions environnementales sur de très longues durées, qui peuvent conduire à leur dégradation progressive. Le tuffeau blanc a été largement utilisé dans la construction de la plupart des bâtiments du patrimoine culturel de la vallée de la Loire, en France, comme les célèbres châteaux de la Loire. Le tuffeau subit un mécanisme de dégradation progressif où la surface de la pierre peut être soumise à des pulvérulence ou à des fissurations. L'altération la plus dommageable et la plus fréquente du tuffeau s'appelle la desquamation en plaque (Beck et al., 2003). Son faciès de dégradation se présente sous la forme d'une plaque épaisse de 1 à 3 cm d'épaisseur se caractérisant par la propagation progressive de fissuration à l'intérieur du matériau. L'altération n'est visible qu'une fois la plaque tombée partiellement comme le montre la Figure 1. Une fois la plaque tombée, la surface de la pierre est fragile et pulvérulente. L'analyse d'une pierre atteinte de desquamation en plaque comprend systématiquement deux observations : la formation de la fissure à une profondeur d'environ 1 cm et une accumulation locale de gypse à ce même endroit (Janvier-Badosa et al., 2014). La question de la chronologie de ces deux phénomènes se pose, notamment le fait que le gypse pourrait s'accumuler avant ou après la formation de la fissure. La pierre de Richemont est une pierre qui a été largement utilisée, dans la seconde moitié du 20e siècle, comme pierre de remplacement lors des travaux de restauration des monuments en tuffeau. D'après

l'observation des monuments sur lesquels elle est utilisé, cette pierre présente des altérations sous la forme de desquamations en feuillets, mais ne comporte jamais de desquamation en plaques (Janvier-Badosa et al., 2016). En effet, le mécanisme du développement de la desquamation en plaque n'est pas encore bien identifié. De nombreuses hypothèses ont été proposées pour tenter d'expliquer la formation de la plaque, mais aucune n'a encore été validée expérimentalement. L'une des hypothèses propose que la formation de la patine de la pierre favorise le mouvement de l'eau parallèlement à la surface, ce qui entraînerait, par dissolution de la calcite, l'affaiblissement de la pierre (Brunet-Imbault, 1999). D'autres supposent que la cristallisation et l'accumulation du gypse en profondeur dans le matériau pourraient générer des hétérogénéités dans les pierres, ce qui initierait une fissuration progressive (Janvier-Badosa et al., 2015). D'autres discutent de l'effet des cycles thermohydriques sur le comportement de la pierre, où des dilatations différentielles restreintes entre la surface et l'intérieur de la pierre pourrait conduire à des microfissures progressives à l'intérieur de la pierre, par la fatigue générée par le gonflement-retrait de la zone de surface humidifiée par l'eau. Ceci est d'autant plus marqué si la pierre possède des minéraux argileux (Benavente et al., 2008 ; Berthonneau, 2013). Les travaux d'Al-Omari (Al-Omari et al., 2013), qui a étudié la dégradation induite par les variations météorologiques telles que la température et le gel du tuffeau sur le site de Chambord, ont montré que le gel ne pouvait vraisemblablement pas être à l'origine d'un endommagement (Al-Omari et al., 2015). Cependant, les contraintes générées dans la pierre par les variations météorologiques sont d'un ordre de grandeur significatif (A-Omari et al., 2014), 25% de la limite à la compression, 40% de la limite à la traction, ce qui pourrait justifier un endommagement de la pierre à long terme. Dans la ligne de ces travaux, ceux de Hassine ont par la suite porté sur la mesure des déformations induites dans les pierres par des variations hydriques. Il a présenté le profil de saturation en eau dans le tuffeau lors de l'imbibition capillaire en utilisant la mesure de la résistance électrique pour évaluer localement la teneur en eau combinée à des mesures de déformation (Hassine et al., 2018a, 2018b). Afin d'étudier le rôle dans l'altération du tuffeau de la répétition des cycles d'imbibition/séchage, générant des cycles gonflement/retrait de la pierre, une étude dilatométrique complète du cycle formé d'une imbibition et d'un séchage doit être faite. L'objectif de cet article est de compléter les travaux de Hassine en réalisant un suivi du séchage des deux pierres de l'étude, tuffeau et pierre de Richemont. La mesure de la résistivité électrique permet d'évaluer, de manière précise et localisée, la teneur en eau de la pierre en profondeur pour la relier aux mesures de déformation.



(a) (b)

FIGURE 1 (a) Pierres de tuffeau souffrant de desquamation en plaque, à proximité de pierres de Richemont mises en place lors de travaux de restauration (château de Chambord) ; (b) desquamation en plaque sur du tuffeau initié par une arrivée d'eau particulière (château de Chaumont)

II. MATÉRIAUX ET MÉTHODES

A. Pierres de Construction

Les propriétés des deux pierres étudiées sont présentées au tableau 1. Le tuffeau blanc est un calcaire siliceux poreux, utilisé comme matériau de construction dans le Val de Loire, en France. Cette pierre se définit par une couleur blanche à la texture homogène, à grains fins, et possédant une résistance mécanique caractéristique des pierres tendres, de l'ordre de 10 MPa. Le tuffeau est composé de plusieurs phases cristallines telles que la calcite et le quartz, ainsi que d'autres telles que l'opale cristobalite-tridymite, les micas et les minéraux argileux (glauconite, smectite). La pierre de Richemont a été utilisée comme pierre de remplacement du tuffeau dans les phases de restauration des bâtiments historiques, car elle était considérée comme plus résistante et plus durable que le tuffeau. La pierre de Richemont est une pierre calcaire micritique, de couleur beige clair, et possédant une résistance mécanique de l'ordre de 20 MPa. Elle est composée principalement de calcite avec des traces de quartz. Le tuffeau se caractérise par une forte porosité de l'ordre de 45%, dont la distribution multiéchelles allant de 0,003 µm à 100 µm, recouvre une grande mésoporosité avec des pores de diamètre entre 1 et 10 micromètres et représentant 50% de l'espace interstitiel étudié, et une grande microporosité. En comparaison, la pierre Richemont possède une porosité de l'ordre de 25% avec une distribution de taille de pores monomodale, resserrée à un diamètre de pores d'environ 1 µm (Al-Omari et al., 2014).

TABLEAU 1. Propriétés du tuffeau et de la pierre de Richemont

	tuffeau	Pierre de Richemont
Composition minéralogique	Calcite : 50% Quartz : 10 % Opale CT : 30% Minéraux argileux : 10%	Calcite : 98% Quartz : 2 %
Masse volumique apparente sèche (g/cm^3)	1,40 ± 0,02	1,92 ± 0,02
Masse volumique du squelette solide (g/cm^3)	2,56 ± 0,01	2,71 ± 0,01
Porosité totale (%)	45,2 ± 0,6	29,0 ± 0,7
Taille de pore moyenne (Hg volume) (µm)	1,8 ± 0,1	1,2 ± 0,1
Coefficient massique de capillarité (g/cm^2/min$^{0.5}$)	0,36 ± 0,03	0,09 ± 0,01
Coefficient visuel de capillarité (cm/min$^{0.5}$)	0,96 ± 0,07	0,48 ± 0,02
Résistance à la compression à l'état sec (MPa)	11,7 ± 0,3	19,4 ± 0,9

B. Mesure de teneur en eau par la mesure de la résistance électrique

La résistivité d'un matériau, exprimée en Ohm, est sa capacité à s'opposer au passage d'un courant électrique, sous l'effet d'un champ électrique. Dans les matériaux poreux comme les roches, la résistivité est reliée à la teneur en eau et la morphologie du matériau en termes de porosité, de connectivité poreuse, et bien sûr de propriétés des fluides présents. Avec l'accumulation d'eau dans les pores et le remplacement des zones occupées par l'air, le passage du courant électrique sera plus facile, car l'eau est un meilleur conducteur électrique que l'air. Sur la base de cette caractéristique, la résistance électrique peut être corrélée à la teneur en eau. La méthode utilisée consiste d'abord à déterminer une courbe d'étalonnage reliant la résistance électrique d'équilibre mesuré sur des petits échantillons de pierre possédant une teneur en eau uniforme et constante mesurée par la méthode gravimétrique (Hassine et al., 2018a). Le degré de saturation est calculé à partir de la mesure de la teneur en eau et des valeurs de la densité et de la porosité du matériau. Dans un deuxième temps, la résistance électrique locale des échantillons est suivie en fonction du temps à l'aide d'un système de deux peignes, espacés de 10 mm, fixés à la surface de l'échantillon, comprenant un ensemble de 32 électrodes espacées de 2,5

mm (Fig.2). La pierre est suffisamment tendre pour faire pénétrer les électrodes sur une profondeur de 2 mm afin d'assurer un bon contact avec la pierre. Un multimètre numérique Keithley modèle 2700, équipé d'une carte multiplexeur 7700 est utilisé pour mesurer la résistance électrique. Un courant continu (DC) est généré dans la pierre entre les deux pointes jumelles de chaque peigne espacé de 10 mm. Le multimètre mesure, pour chaque valeur de tension, l'intensité du courant et affiche la valeur de la résistance électrique en appliquant la loi d'Ohm. Une fréquence de mesure de la résistance de l'ordre de 500 kHz doit être utilisée pour négliger les effets de polarisation. Le logiciel enregistre automatiquement les mesures sur l'ordinateur avec une fréquence d'acquisition de 6 mesures par minute (Hassine et al., 2018a).

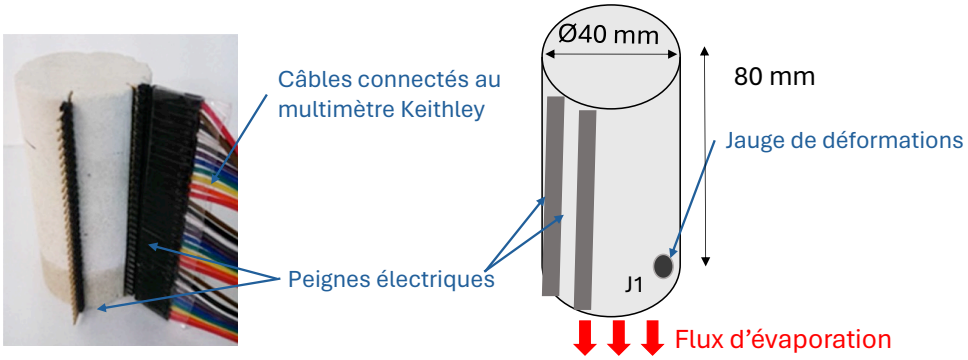


FIGURE 2 Mesure du profil de teneur en eau par la mesure de la résistance électrique (Hassine et al., 2018b)

C. Mesure de la dilatation par jauges de déformation

Les jauges de déformation représentent une méthode précise basée sur la variation de la résistance électrique d'une jauge métallique collé au support étudié. Lorsque l'objet support subit une déformation, le corps de la jauge se déforme également, ce qui entraîne une variation de la longueur du fil résistif (Hassine et al., 2018b). La préparation de la surface du support et le collage de la jauge est l'une des étapes importantes du processus de préparation, l'assurance d'un contact parfait étant essentiel. Une fois qu'elle est collée, la jauge est branchée et intégré à un circuit électrique appelé pont de Wheatstone (Le Goër & Avril, 1992). Les jauges utilisées sont des rosaces de type KFG-5-120-D17-11 de 1 cm de diamètre, équipées de 3 jauges orientées à 0°, 45° et 90°. La colle cyanoacrylate est de type CC-35. L'acquisition des données s'effectue avec le logiciel *LabVIEW* à l'aide de deux modules d'acquisition NI9235 de *National Instruments*. Ce programme permet de mesurer, automatiquement et en continu, la résistance électrique des jauges et de les transformer en déformations. La mesure est effectuée, toutes les 5 secondes et une moyenne sur 15 mesures, est enregistrée dans un fichier Excel.

D. Procédure d'essai pour le séchage

Les échantillons utilisés dans l'étude sont des cylindres de 40 mm de diamètre et de 80 mm de hauteur. Le séchage est imposé de manière à être unilatéral et unidimensionnel. Pour assurer cette condition, chaque échantillon, préalablement saturé par imbibition, est protégé par un parafilm étanche où seule une surface de base (disque de 40 mm de diamètre) est laissée libre pour permettre le séchage. Une rosette de déformation est collée sur la surface latérale de l'échantillon à une distance de 10 mm de cette surface d'évaporation. L'échantillon de pierre instrumenté par la rosette et les peignes de résistance électrique est placé dans une chambre climatique régulée sans mouvement d'air et imposant une température de 20°C et une humidité relative de 20%. Un suivi de la masse est réalisé en continu par une balance de précision à 0,01g près afin de mesurer la teneur en eau globale de l'échantillon, et donc son degré de saturation moyen. L'essai a duré 56 jours pour le tuffeau et 26 jours pour la pierre de Richemont.

III. RÉSULTATS ET DISCUSSION

A. Variation de masse

La variation du degré de saturation global des deux pierres est calculée à partir de la variation de la teneur en eau, qui est calculée à partir de la variation de la masse totale en fonction du temps comme présenté dans la Fig.3. Avant le séchage, les pierres ont été soumises à une imbibition totale pendant 5 heures jusqu'à la stabilisation de la masse, avec un gain de masse inférieur à 0,1% par heure. À la fin de cette étape, le degré de saturation initial est de 84% pour la pierre de tuffeau et de 82% pour la pierre de Richemont, montrant que les pierres ne sont pas saturées totalement sous conditions naturelles car des bulles d'air restent piégées dans la macroporosité. Soumise à un séchage dans une enceinte climatique avec une atmosphère contrôlée dans un air sec non convectif (20°C, 20%Hr), la durée nécessaire afin de retrouver une masse constante est de 56 jours pour la pierre de tuffeau et 26 jours pour la pierre de Richemont. Trois phases de séchage ont pu être identifiées à partir de ces courbes. La première est la phase où la vitesse de séchage est très élevée. Il s'agit d'un comportement correspondant au régime d'évaporation où l'eau s'évapore uniquement à la surface extérieure alimentée par les pores capillaires (Coussot, 2000). Dans cette phase, le tuffeau a perdu environ 40 % de son degré de saturation et la pierre de Richemont a perdu environ 50% de son degré de saturation. Cette phase a duré environ 2,5 jours pour le tuffeau et environ 1,25 jour pour la pierre de Richemont. La vitesse de séchage est globalement proche pour les deux pierres, car les conditions extérieures (température, ventilation, humidité relative) sont similaires, de même que la surface d'échange. Dans la deuxième phase, on observe une diminution progressive du taux d'évaporation, montrant un changement de régime dans les mécanismes de séchage. La perte de masse devient plus lente car le phénomène de diffusion de vapeur dans le réseau poreux devient plus important que le transfert capillaire d'eau liquide vers la surface d'évaporation. Cette phase se poursuit jusqu'à 25 jours de séchage pour le tuffeau et 10 jours pour la pierre de Richemont. Au cours de cette phase, la saturation du tuffeau a diminué de 25% contre 20% pour la pierre Richemont. Dans la troisième et dernière phase, la vitesse de séchage redevient constante en étant très faible jusqu'à la fin complète du séchage. La surface d'évaporation apparait complètement sèche, l'eau liquide existe encore dans certains macropores et le transfert se fait uniquement en phase vapeur limitant les échanges entre les zones de saturations résiduelles (Beck et al., 2003). La dernière phase de séchage ne dépend que de la structure poreuse de la pierre. À la fin du séchage, les degrés de saturation finaux sont de 10% pour le tuffeau et de 6% pour la pierre de Richemont, correspondant au degré de saturation d'équilibre avec la température et l'humidité relative imposée dans l'enceinte climatique.

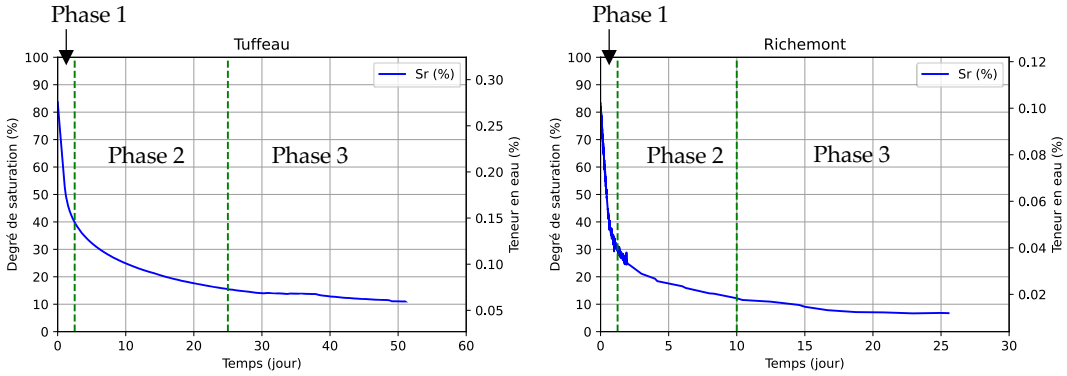


FIGURE 3 Variation du degré de saturation global Sr en fonction du temps pour un séchage unilatéral à une ambiance de 20°C et 20%Hr pour le tuffeau et la pierre de Richemont

B. Résistivité électrique

La variation de la résistance électrique et des degrés de saturation calculés lors du séchage du tuffeau et de la pierre Richemont sont présentés, pour quelques exemples de profondeur, en Fig.4 et en Fig.5 respectivement. Les trois phases du séchage globale de l'échantillon, issues de la figure 3, sont aussi indiquées sur les graphiques. Pour les deux pierres, les mesures brutes de la résistance électrique, sur les 32 canaux de mesure, sont converties en degrés de saturation à l'aide de l'équation issue du l'ajustement des courbes expérimentales de calibration reliant la mesure de la résistance électrique au degré de saturation de la pierre selon la courbe de rétention d'eau (Hassine et al., 2018a). La courbe de retention d'eau permet de mesurer la quantité d'eau stocké dans un matériau poreux en imposant différentes succions capillaires ou humidités relatives (Beck et al., 2003 ; Hassine et al., 2018a). Pendant le séchage, les échantillons de pierre perdent constamment de l'eau et la résistance électrique augmente au fil du temps. Comme c'est le cas pour la mesure globale par la pesée, le comportement en séchage étudié de manière locale par la résistance électrique est globalement similaire entre les deux pierres. On retrouve bien les différentes phases du séchage (phase 1, puis phase 2, puis phase 3) à chacune des positions mais en décalage par rapport à la courbe présentée à la figure 3. En effet, la figure 3 montre une mesure globale du degré de saturation moyennée sur toutes les profondeurs de l'échantillon de pierre, alors que la mesure en résistance électrique est davantage ponctuelle. On voit donc un décalage en temps de la désaturation par rapport à la courbe en perte de masse, soit plus tôt pour les zones de surface, soit plus tard pour les zones de profondeur. Le séchage de la pierre de Richemont est seulement un peu plus rapide et plus complet que celui du tuffeau. La résistance électrique augmente lorsque la déconnexion hydraulique arrive au niveau de la profondeur du point de mesure. La résistance électrique varie entre 0,25 MΩ et 102 MΩ pour le tuffeau et entre 0,6 MΩ et 102 MΩ pour la pierre de Richemont. Certaines courbes présentent un bruit significatif durant la transition entre l'état humide et l'état sec. Ces fluctuations pourraient être dues au mauvais contact des broches des peignes à la pierre, ou à des hétérogénéités locales de la pierre à l'endroit de la connexion, ou bien à un problème de condensation entre le parafilm et l'échantillon au niveau de la connexion des peignes.

Au début du séchage, les degrés de saturation estimés par la résistance électrique sont de l'ordre de 90% et 98% respectivement pour le tuffeau et la pierre de Richemont. La présence de bulles d'air piégées dans les macropores, qui ne permet pas d'avoir un échantillon saturé à 100%, n'est pas vue par la mesure par résistance électrique. L'équation modélisant la résistance électrique suivant la teneur en eau adoptée est très peu sensible pour des saturations supérieures à 90%, ce qui explique la surestimation présentée ici. De même, la valeur la plus basse pouvant être estimée est de l'ordre de 3% en degré de saturation. Cette valeur représente la limite inférieure du modèle adopté où l'échantillon est considéré comme sec. Durant le séchage, la désaturation est rapide dans les zones très proches de la surface d'évaporation. Cette désaturation appelle un transfert d'eau liquide par capillarité venant des zones de profondeur. C'est pourquoi les zones les plus en profondeur restent saturées plusieurs jours avant de commencer à se désaturer. Mais globalement, les courbes de variation de degré de saturation montrent une certaine régularité lors du séchage sur les différents niveaux de profondeur. En effet, durant le séchage à une profondeur donnée, la désaturation n'est pas binaire passant directement de l'état saturé à l'état sec. On observe qu'après une phase où le degré de saturation diminue fortement, il y a une phase de stabilité où le degré de saturation local reste constant dans une zone alors que le degré de saturation global diminue continuellement, comme le montre la Figure 3. Ce plateau de degré de saturation peut durer quelques jours à plus de dix jours selon le point de mesure. Ces observations s'expliquent par la continuité hydraulique à un degré de saturation d'environ 20% à 30% où les forces capillaires drainent l'eau de la profondeur vers la surface d'évaporation. Puis, progressivement de la surface vers la profondeur, on observe un changement de la résistance électrique, signifiant le passage du degré de

saturation d'environ 20%-30% vers l'état sec complet. Ceci montre, pour chaque niveau de profondeur, le moment de la déconnexion hydraulique où il n'y a plus de continuité de la phase d'eau liquide. Ensuite, quand la résistance électrique augmente brutalement, le degré de saturation chute à sa valeur minimale et les capteurs ne détectent plus d'eau liquide dans la zone analysée.

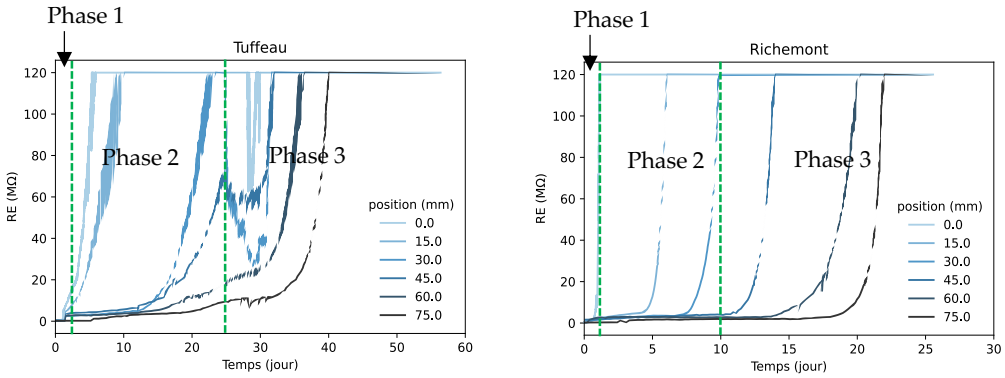


FIGURE 4 Variation de la résistance électrique à différentes profondeurs du tuffeau (à gauche) et de la pierre de Richemont (à droite) lors du séchage unilatéral

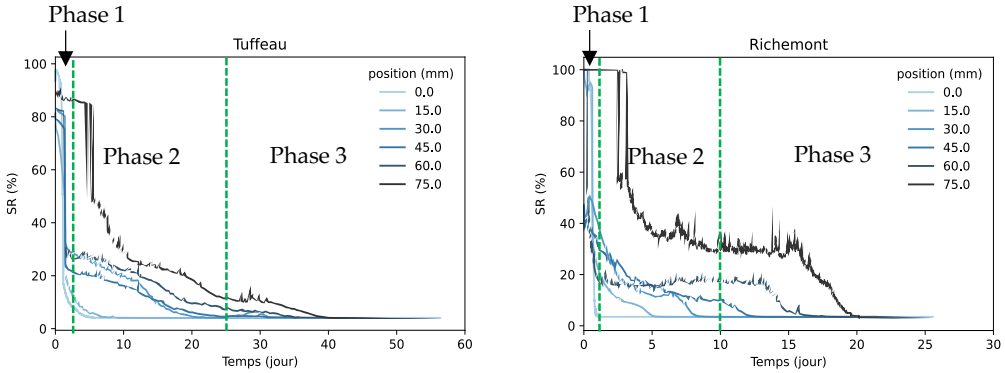


FIGURE 5 Profils du degré de saturation en fonction de la profondeur de l'échantillon pour le tuffeau (à gauche) et la pierre de Richemont (à droite)

C. Mesure de déformation locale et analyse de séchage

La Fig.6 présente les résultats de la mesure de la déformation à une profondeur de 10 mm lors du séchage des deux pierres étudiées. Les trois phases du séchage globale de l'échantillon, issues de la figure 3, sont aussi indiquées sur les graphiques. Les déformations verticales, notées V, représentent les déformations dans le sens de l'imbibition, et donc le sens perpendiculaire à la surface d'évaporation. Les déformations horizontales, notées H, représentent celles dans le sens parallèle à la surface d'évaporation. Pour faire le lien avec les variations de saturation, le degré de saturation calculé par la résistance électrique à 7 mm et 12 mm de profondeur dans la zone entourant la jauge de déformation est rappelé sur le même graphique. Les mesures de résistance électrique à ces deux profondeurs donnent exactement le même résultat, quelles que soient les pierres. L'état hydrique du point de départ du séchage, qui correspond à la fin de l'imbibition, montre que le tuffeau présente une déformation hydrique deux fois supérieure à celle de la pierre de Richemont.

Les courbes présentées à droite montrent un zoom dans la partie grisée des courbes de gauche, et permettent d'observer plus distinctement les variations de la déformation et du degré de saturation mesurées par résistance électrique lors du début du séchage sur les 10 premières heures. Une première

lecture des courbes de séchage, montre qu'au fil du temps la saturation diminue et les pierres se contractent en conséquence. Plus précisément, on constate que le retrait démarre réellement à la fin de la phase 1 de la désaturation locale, lors de la fin de la déconnexion hydraulique de la zone située à 10 mm de profondeur. Le séchage de la pierre de Richemont est plus rapide que celui du tuffeau, la déformation de la pierre de Richemont diminue donc plus vite et atteint plus rapidement un plateau bas. Tout ceci est cohérent avec la notion de retrait de dessiccation.

Cependant, plusieurs spécificités doivent être relevées :

1- Les mesures de degrés de saturation atteignent un plateau bas (phase 3 du séchage) plus rapidement que les mesures de déformation. La pierre continue donc à se contracter même si elle apparait quasiment sèche.

2- Contrairement à la pierre de Richemont, le tuffeau poursuit un certain temps son expansion, comme si l'imbibition continuait, alors que le contact avec l'eau a été coupé et que le séchage a déjà démarré (début de la phase 1 du séchage).

3- Contrairement à la pierre de Richemont, le retrait du tuffeau démarre avant la fin de la phase 2 de la désaturation locale.

4- Contrairement à la pierre de Richemont qui atteint un plateau bas proche du zéro de déformation (i.e. retour à l'état de référence sec initial), le tuffeau passe progressivement en valeur négative durant la phase 3 du séchage, ce qui signifie qu'il se contracte davantage par rapport à son état de référence sec initial.

Pour expliquer le premier point, il faut rappeler que les mesures de résistance électrique sont sensibles à l'eau liquide présent dans le réseau poreux, très peu à l'humidité de l'air. Cela signifie que le régime diffusif de la vapeur d'eau en fin de séchage, correspondant à la phase 3 du séchage, est perçu comme une période sèche par les capteurs. Dès qu'il n'existe plus de film d'eau liquide, les transports d'eau sont beaucoup plus lents, ce qui ralentit fortement la cinétique de séchage. Cela correspond à la phase 3 du séchage global de l'échantillon (Figure 3) : au bout de 5 jours pour la pierre de Richemont et 10 jours pour le tuffeau.

Le deuxième et le troisième point peuvent être étudiés ensemble. L'explication implique le fait que le réseau poreux du tuffeau est multiéchelles de 0,003 μm à 100 μm, à comparer avec le réseau monomodal de la pierre de Richemont, centré autour de 1 μm. En fin d'imbibition, la plus grande proportion de la porosité du tuffeau est saturée, notamment les pores les plus gros où les cinétiques de transport d'eau liquide sont les plus grandes, d'où un ralentissement très net de l'imbibition, donnant l'impression qu'une limite haute a été atteinte et que l'imbibition est terminée. Ceci se voit au début de la phase 1 du séchage. Cependant, le réseau poreux secondaire du tuffeau, beaucoup plus fin, avec donc des cinétiques de transport plus faibles, met davantage de temps à se saturer. Ce réseau secondaire, bien que représentant un volume total très faible, semble être responsable d'une part importante du gonflement hydrique. Ainsi, le gonflement se poursuit durant la phase 1 du séchage alors que l'on pensait l'imbibition terminée, l'échantillon paraissant saturé visuellement. Ensuite, au début de la phase 2 du séchage, le retrait de dessiccation démarre lors de la désaturation des pores les plus gros, puis se poursuit au fur et à mesure dans les pores de plus en plus fins. Ainsi la déconnexion hydraulique dans la pierre de Richemont est atteinte dans toute la porosité au même moment, car le réseau est monomodal. Au contraire, dans le tuffeau, la déconnexion hydraulique intervient d'abord dans les pores les plus gros, puis progresse vers les pores les plus fins, rendant le processus beaucoup plus progressif.

Le quatrième point peut être expliqué par la présence d'argiles dans le tuffeau, absentes dans la pierre de Richemont. L'eau faiblement liée dans les feuillets d'argiles du tuffeau pourrait présenter une cinétique distincte, nécessitant un temps de séchage particulièrement long, visible dans la phase 3 du séchage. De plus, l'état final en déformation peut dépendre du chemin, comme cela a pu être observé sur des sols naturels qui peuvent contenir des argiles (Andrieux et al. 2011). Pour rappel, dans notre étude, l'état sec de référence initiale est mesuré après un séchage à 50°C pendant 92h en enceinte climatique (Hassine et al. 2018b), et donc beaucoup plus rapide que les 60 jours de séchage du test à 20°C. Il est ainsi possible qu'un séchage plus lent d'un matériau comportant des argiles comme l'est le tuffeau amène à un état plus contracté, générant ainsi une forte hystérésis de retrait.

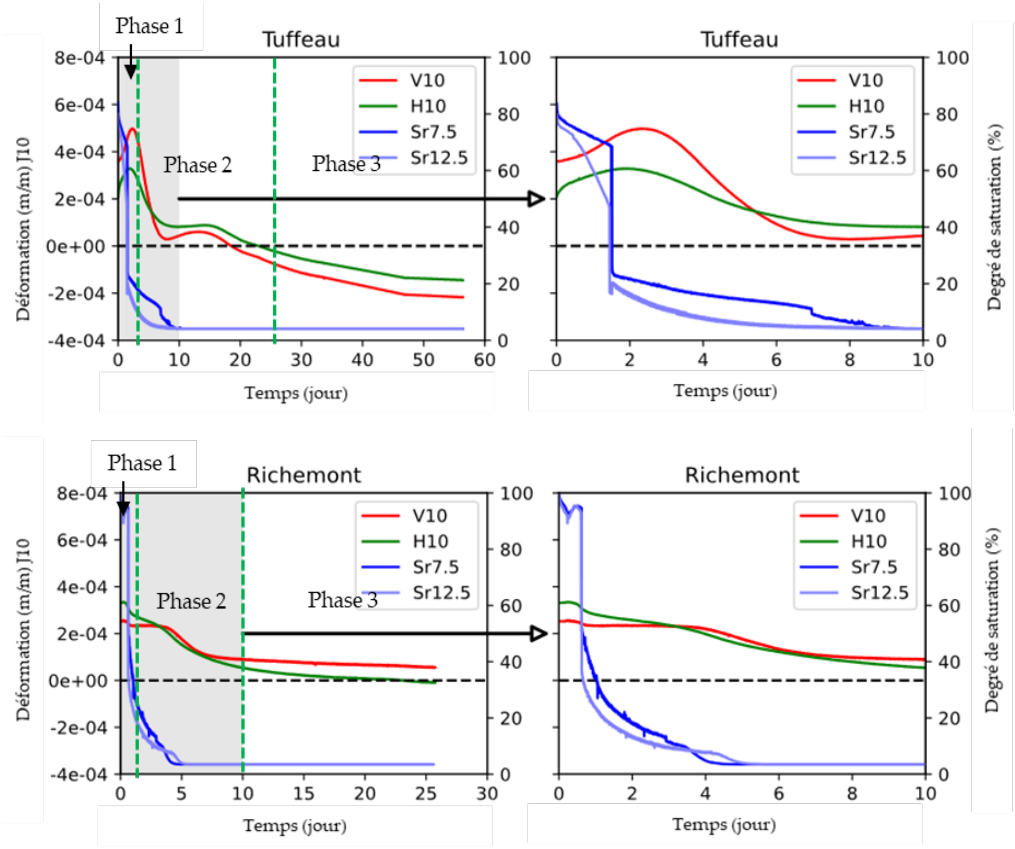


FIGURE 6 Variation simultanée des déformations locales et de la saturation à 10 mm de profondeur pour le séchage total du tuffeau et de la pierre de Richemont, zoom sur les 10 premiers jours (à droite)

IV. CONCLUSION

Cet article présente la suite des travaux de Hassine (Hassine et al., 2018a ; Hassine et al., 2018b) qui s'est intéressé aux mesures conjointes de déformation et de résistance électrique lors d'une imbibition, cette fois en présentant la phase suivante et donc le séchage. Comme dans les travaux précédents, deux pierres ont été étudiées : le tuffeau et la pierre de Richemont.

Le régime de séchage peut être divisé en trois phases :

1- Séchage rapide en surface de l'échantillon avec alimentation de l'eau par le réseau capillaire
2- Phase de transition avec une progressive déconnexion hydraulique du réseau poreux

3- Séchage lent par régime diffusif de vapeur, avec absence d'eau liquide dans la macroporosité.

L'estimation du degré de saturation par mesure de résistance électrique est peu fiable à très forte proportion d'eau liquide, en phase 1. À l'opposé, en phase 3, les rainures dans lesquelles les électrodes sont placées ne comportent plus aucun film liquide, la mesure électrique donne donc un résultat sec. Finalement, c'est en phase 2 que la mesure de résistance électrique est la plus sensible.

En comparant l'estimation du degré de saturation avec les déformations du retrait de dessiccation, on constate une bonne cohérence des résultats sur la pierre de Richemont : c'est la disparition du film liquide dans la porosité qui génère le retrait de dessiccation (fin de la phase 2 du séchage), jusqu'à revenir à l'état sec de référence. Avec le tuffeau, l'analyse est plus complexe. En raison de son réseau poreux multi-échelles, le tuffeau présente des cinétiques rapides de saturation et désaturation de son réseau capillaire (les plus gros pores), tout en montrant une réponse beaucoup plus lente dans son réseau secondaire, beaucoup plus fin. Ainsi, le retrait de séchage du tuffeau démarre avant celui de la pierre de Richemont, et se poursuit plus longtemps. De plus, la fraction argileuse du tuffeau semble être à l'origine d'une hystérésis importante lors du retrait, dont la valeur finale dépendrait de la vitesse de séchage. Une perspective à ce travail serait d'utiliser la corrélation d'images en complément des jauges de déformation afin d'étudier le comportement dilatométrique des pierres suivant leur degré de saturation en eau, que ça soit en sorption par l'imbibition capillaire ou en désorption par le séchage. La technique utilisant la corrélation d'images permettrait d'avoir une mesure champs en 2D et d'avoir des mesures à une échelle plus petite que la taille de la jauge de déformation qui moyenne les informations.

RÉFÉRENCES

Al-Omari, A., Brunetaud, X., Beck, K., Al-Mukhtar, M., (2013). Effect of thermal stress, condensation and freezing-thawing action on the degradation of stones of Chambord Castle, France. *Environmental Earth Sciences*, 71(9), 3977-3989 (https://doi.org/10.1007/s12665-013-2782-4)

Al-Omari, A., Beck, K., Brunetaud, X., Al-Mukhtar, M., (2014). Hygrothermal stress and damage risk in the stones of the Castle of Chambord-France, *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering* 4(3), 402-418 (https://doi.org/10.6088/ijcser.201304010039)

Al-Omari, A., Beck, K., Brunetaud, X., Török, A., Al-Mukhtar, (2015). Critical degree of saturation: A control factor of freeze–thaw damage of porous limestones at Castle of Chambord, France, *Engineering Geology*, 185, 71-80 (https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.11.018)

Andrieux, C., Chrétien, M., Denis, A., Fabre, R., Lataste, J-F., (2011). Shrinkage and swelling of clay soil, *European Journal of Envir. and Civil Engineering*, 15(5), 819-838, 2011, (https://doi.org/10.1080/19648189.2011.9693367)

Beck, K., Al-Mukhtar, M., Rozenbaum, O., Rautureau, M., (2003). Characterization, water transfer properties and deterioration in tuffeau: building material in the Loire valley-France. *Building and Environment,* 38(9), 1151–1162 (https://doi.org/10.1016/S0360-1323(03)00074-X)

Benavente, D., Cultrone, G., Gomez-Heras, M., (2008). The combined influence of mineralogical, hygric and thermal properties on the durability of porous building stones. *European Journal of Mineralogy*, 20, 673–685 (https://doi.org/10.1127/0935-1221/2008/0020-1850)

Berthonneau, J., (2013). Le rôle des minéraux argileux dans la dégradation de la pierre. Thèse de doctorat, Université d'Aix-Marseille.

Brunet-Imbault, B., (1999). Étude des patines de pierres calcaires mises en oeuvre en région Centre. Thèse de doctorat, Université d'Orléans.

Coussot, P., (2000). Scaling approach of the convective drying of a porous medium. *Eur Phys J B*, 15, 557–566.

Hassine, M.A., Beck, K., Brunetaud, X., Al-Mukhtar, M., (2018a). Use of electrical resistance measurement to assess the water saturation profile in porous limestones during capillary imbibition. *Constr Build Mater* 165, 206–217 (https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.238)

Hassine, M.A., Beck, K., Brunetaud, X., Al-Mukhtar, M., (2018b). Strain measurements during capillary water infiltration in porous limestones. *Constr Build Mater* 175, 439–447 (https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.182)

Janvier-Badosa, S., Beck, K., Brunetaud, X., Al-Mukhtar, M. (2014). The occurrence of gypsum in the scaling of stones at the Castle of Chambord (France). *Environ Earth Sci*, 71, 4751–4759 (https://doi.org/10.1007/s12665-013-2865-2)

Janvier-Badosa, S., Beck, K., Brunetaud, X., Guirimand-Dufour, A., Al-Mukhtar, M., (2015). Gypsum and spalling decay mechanism of tuffeau limestone. *Environ Earth Sci*, 74, 2209–2221 (https://doi.org/10.1007/s12665-015-4212-2)

Janvier-Badosa S., Brunetaud, X., Beck, K., Al-Mukhtar, M., (2016). Kinetics of stone degradation of the Castle of Chambord - France, *Int. J. of Architectural Heritage*, 10(1), 96-105 (https://doi:10.1080/15583058.2014.971194).

Le Goër, J.-L., Avril, J., (1992). Capteurs à jauges extensométriques. Techniques de l'Ingénieur. doi.org/10.51257/a-v2-r1860

Comportement thermique d'une paroi en béton isolée par l'intérieure sous actions climatiques réelles

Andrea Cavallari[1], Hugues Somja[1], Fekri Meftah[1], Piseth Heng[1] et Mohammad Abdallah[1]

[1.] *Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique. 20 Avenue des Buttes de Coësmes, CS 70839, F-35708, Rennes, France*

RESUME Dans une démarche d'instrumentation et modélisation d'un bâtiment réel équipé de rupteurs de pont thermique, un modèle thermique à faible complexité a été créé pour étudier l'effet des incertitudes sur les données matérielles et les coefficients d'échange sur la réponse thermique d'une paroi béton isolée par l'intérieur, sous actions climatiques réelles. La distribution de température sur l'épaisseur de la paroi a été décomposée en une composante constante, qui présente des variations saisonnières et journalières, une composante linéaire, au comportement court terme, et une composante résiduelle, qui s'avère être faible. La composante uniforme a été décomposée en tendance, oscillation moyenne journalière et une variation court terme. Une comparaison entre les résultats de la simulation, d'un calcul thermique selon l'Eurocode 1 et les variations de température donnée par la liste type ATeC du CSTB est proposée.

Mots-clefs Rupteurs de pont thermique, SLABE, Isolation par l'intérieur

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

L'intérêt à améliorer les performances énergétiques du bâti et les exigences règlementaires ont amené les entreprises à développer des solutions de rupteurs de pont thermique. Il s'agit de systèmes composés d'éléments structurels porteurs, souvent en acier inoxydable, et de matériel isolant, qui ont pour rôle, dans le cas d'un bâtiment isolé par l'intérieur, de connecter le plancher à la façade et ainsi assurer la continuité de l'isolation au travers des planchers.

Créant un différentiel de température façade-plancher, les rupteurs sont soumis à des efforts cycliques, conséquence des déformations relatives des deux éléments. Ces efforts peuvent être conséquents et provoquer des désordres dans la structure, s'ils ne sont pas maîtrisés. Le sujet a peu été traité par le passé dans la littérature scientifique. Le Bloa (2014) et Nguyen (2012) ont caractérisé le comportement mécanique de deux rupteurs plancher-façade différents. Diler et al. (2015) et Keo et al. (2018) ont étudié le comportement de deux rupteurs de balcon en isolation par l'extérieur. Ces derniers ont étudié aussi la résistance à la fatigue sous action climatique. Meng et al. (2021) ont étudié numériquement le comportement d'un bâtiment type, isolé par l'intérieur et équipé de rupteurs de pont thermique. Ils ont montré que les actions climatiques pouvaient créer des sollicitations et des endommagements non négligeables des rupteurs thermiques et de leurs zones d'appui.

Les résultats de l'étude de Meng et al. doivent, cependant, être confrontés à la réalité pour être validés. Dès lors, un projet de recherche portant sur l'instrumentation d'un bâtiment réel équipé de rupteurs de pont thermique a été lancé, au travers de la chaire ANR FREEINBTP. Le bâtiment choisi, dit HOMVA, se trouve dans la commune de Villejuif (France). Le gros œuvre du bâtiment a été réalisé entre décembre 2021 et janvier 2023. Le bâtiment est équipé de rupteurs de pont thermique SLABE Z6 de COHB Industrie. L'instrumentation installée est composée par des sondes de température dans la façade, des LVDT qui mesurent les déplacements relatifs entre la dalle et la façade, ainsi qu'une station météo en toiture.

L'étude présentée dans cet article est une première étape vers la construction d'un modèle thermique et mécanique complet du bâtiment. Le modèle utilisé, un mur infini, permet, grâce à son faible niveau de complexité, d'étudier l'effet de la variabilité des paramètres matériels et d'échange thermique sur l'évolution de la température dans une paroi en béton isolée par l'intérieur. Après une description du modèle, la réponse du modèle aux sollicitations thermiques sera étudiée en décomposant la température selon la logique adoptée par l'EC1 (EC1 : 1-5, 2004). La variation moyenne de température sera décomposée en une tendance harmonique, une oscillation moyenne journalière par rapport à cette dernière et une variation entre la moyenne journalière et la valeur calculée. Finalement les résultats obtenus seront comparés avec un calcul thermique selon l'EC1 et les valeurs données par la liste type des justifications demandées pour l'obtention d'un Avis Technique pour un procédé de rupteur de pont thermique (CSTB, 2021).

II. DESCRIPTION DU MODELE

A. Formulation du problème

Le problème unidimensionnel étudié est régi par l'équation classique de la chaleur (en l'absence de sources volumiques) et la *loi de Fourier* :

$$\rho C_p \dot{T} - k_{th} \frac{d^2T(x,t)}{dx} = 0 \qquad (1)$$

où ρ est la *masse volumique*, C_p la *chaleur spécifique* et k_{th} la *conductivité thermique* du milieu. Dorénavant ceux-ci seront appelés *paramètres thermiques des matériaux*.

Les conditions aux limites, de type Neumann, portent sur les flux de chaleur échangés par convection et radiation :

$$k_{th} \frac{dT}{dt} = q_{cv} + q_{rd} \qquad (2)$$

Le flux de chaleur q_{cv} échangé par convection, entre la paroi de température T et le milieu environnant de température $\overline{T}_\infty$, est contrôlé par la *loi de Newton* :

$$q_{cv} = -h_{cv}(T - \overline{T}_\infty) \qquad (3)$$

Le flux d'échange radiatif q_{rd} est formé par une composante q_{rd}^{∞} d'échange entre la paroi et le milieu environnant (rayonnement réémis), contrôlé par la *loi de Stefan-Boltzmann*, ainsi que d'une composante d'apport solaire q_{rd}^{sun}, lorsque la paroi est exposée au soleil :

$$q_{rd} = q_{rd}^{\infty} + \alpha \cdot q_{sun} \quad ; \quad q_{rd}^{\infty} = -\varepsilon R_b (T^4 - \overline{T}_\infty^4) \qquad (4)$$

Dans les équations ci-dessus, h_{cv} est le *coefficient d'échange convectif*, $\varepsilon \in [0,1]$ l'*émissivité*, $R_b = 5.67 \cdot 10^{-8} Wm^{-2}K^{-4}$ la *constante de Stefan-Boltzmann* et $\alpha \in [0,1]$ est le *coefficient d'adsorption de la*

radiation solaire par la paroi. Ces paramètres, sauf R_b, seront dorénavant appelés paramètres d'échange thermique aux parois.

Un modèle aux éléments finis (EF) unidimensionnel a été développé et implémenté dans MatLab pour résoudre ce problème non linéaire de transfert thermique instationnaire. Ce modèle utilise la thêta-méthode (de paramètre $\bar{\alpha} \in [0,1]$) pour la discrétisation temporelle, ainsi qu'un algorithme itératif de type Newton-Raphson modifié pour la prise en compte de la non-linéarité. Le système d'équations résolu à chaque itération $j+1$ d'un instant $t_{n+\bar{\alpha}} = t_n + \bar{\alpha}\Delta t$ (où Δt es le pas de temps), pour déterminer l'incrément des températures nodales $\Delta\underline{\theta}$ à l'instant $t_{n+1} = t_n + \Delta t$, est donné par :

$$\left(\frac{\underline{\underline{C}}}{\Delta t} + \bar{\alpha}\underline{\underline{K}}^{(n)}\right)\Delta\underline{\theta}^{(n+1,j+1)} = \underline{F}^{(n+\alpha,j)} - \underline{\underline{K}}^{(n+\bar{\alpha},j)}\underline{\theta}^{(n+\bar{\alpha},j)} + \bar{\alpha}\underline{\underline{K}}^{(n)}\Delta\underline{\theta}^{(n+1,j)} \quad (5)$$

où $\underline{\theta}$ est le *vecteur des températures aux nœuds* du maillage, $\underline{\underline{C}}$ est la *matrice de capacité thermique*, $\underline{\underline{K}}$ la *matrice de conductivité thermique* et $\underline{F}$ le *vecteur des flux nodaux équivalents*, dont les composantes non nulles se calculent à partir des conditions d'échange sur les parois :

$$\underline{F}^{(n+\bar{\alpha},j)} = \underline{F}_{cv}^{(n+\bar{\alpha})} + \underline{F}_{rd,\infty}^{(n+\bar{\alpha},j)} + \underline{F}_{rd,sun}^{(n+\bar{\alpha})} \quad (6)$$

B. Cas d'étude

L'étude thermique est réalisée sur une paroi de grande largeur et hauteur, donnant lieu à un transfert thermique unidimensionnel selon l'épaisseur. Elle est composée d'un voile en béton blanc d'épaisseur ep = 20cm, d'une couche d'isolant en polystyrène de 12cm et d'une plaque de plâtre d'épaisseur 13mm (FIGURE 1). Les matériaux considérés dans cette étude sont identiques à ceux de la façade du bâtiment instrumenté.

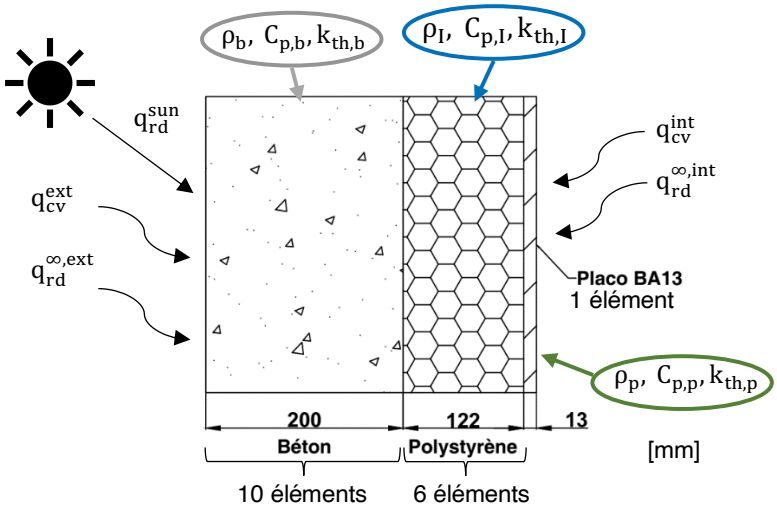


FIGURE 1. Géométrie du système, paramètres thermiques et conditions aux limites

Les plages des valeurs possibles des paramètres thermiques des matériaux (ρ, C_p, k_{th}) ainsi que celles portant sur les paramètres d'échange thermique $(h_{cv}, \varepsilon, \alpha)$ aux parois sont reportés en TABLEAU 1 et en TABLEAU 2 respectivement.

TABLEAU 1. Plages de valeurs des paramètres thermiques des matériaux

	Béton	**Polystyrène**	**BA13**
k_{th} [W/mK]	1,35-2	0,03-0,04	0,325
ρ [kg/m³]	2300-2500	10-18	715
c_p [J/kgK]	850-950	1200-1450	1008
Source	(EC2 : 1-2, 2005)	(Placo, 2020)	(Bilan thermique, 2023)

TABLEAU 2. Plages de valeurs des paramètres d'échange thermique aux parois

Paramètre	h_{cv}	ε	α
Valeurs (externe/interne)	1-28 / 1	0,75-0,95 / 0,5	0,35-0,55
Source	(Montazeri and Blocken, 2017; Zheng et al., 2022)	(Synnefa et al., 2006)	(Sanjuán et al., 2021; Synnefa et al., 2006)

C. Conditions aux limites : définition des actions climatiques

L'action climatique est définie par la *température externe sous abri*, la *radiation solaire* et la *température d'ambiance interne*.

Le signal de température externe sous abri a été construit en utilisant les données de la station météorologique de Orly, la plus proche du site du bâtiment, mises à disposition par le European Climate Assessment & Database (Klein Tank et al., 2002). Le signal a été généré en utilisant le modèle WAVE (Bal et al., 2023), basé sur l'hypothèse que la température maximale journalière est à 14h, la minimale au lever du soleil et le raccordement de ces extrêmes est supposé harmonique. Ce signal est montré en FIGURE 2. Les températures extrêmes sont de 41,9°C et −13,3°C, et correspondent, selon EC1 : 1-5A2, à des probabilités annuelles de dépassement de 0.0085 et 0.16, donc à des périodes de retour de 117 et 6 ans respectivement.

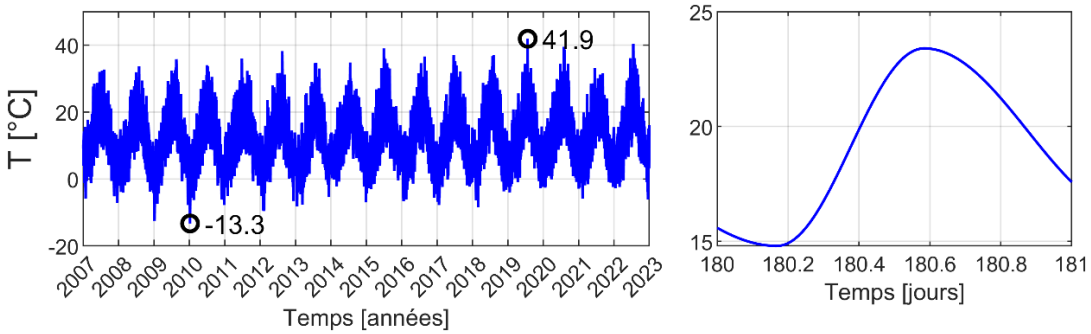


FIGURE 2. Signal de température externe sous abri

Le signal de radiation solaire est défini chaque jour en supposant une variation parabolique entre les heures de lever et coucher du soleil, avec un pic au midi solaire. Un exemple pour un jour d'hiver est donné en FIGURE 3. L'aire de cette parabole est égale à la radiation cumulée sur la journée prise de la base de donnée Copernicus Atmosphere Monitoring Service (CAMS) (Qu et al.,

2017; Schroedter-Homscheidt et al., 2022) pour la commune de Villejuif, où le bâtiment se situe. La radiation est projetée sur la façade sud du bâtiment selon la position du soleil, qui a été calculée.

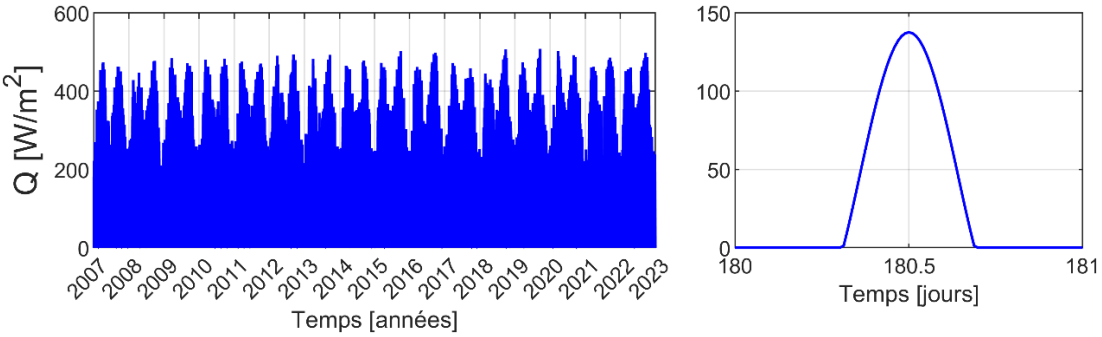


FIGURE 3. Signal de radiation solaire

Le signal de température interne est donné par la somme de deux composantes : une température de consigne T_{cons}, oscillant entre 17°C, durant les horaires supposés de fermeture du bâtiment, et 19°C, durant les horaires d'ouverture, et un apport solaire de +4°C, imposé les jours où le rapport entre la radiation solaire directe et globale est supérieur à 0,5, pour tenir compte des effets de la radiation solaire qui traverse les grandes fenêtres du bâtiment. Le signal est montré en FIGURE 4.

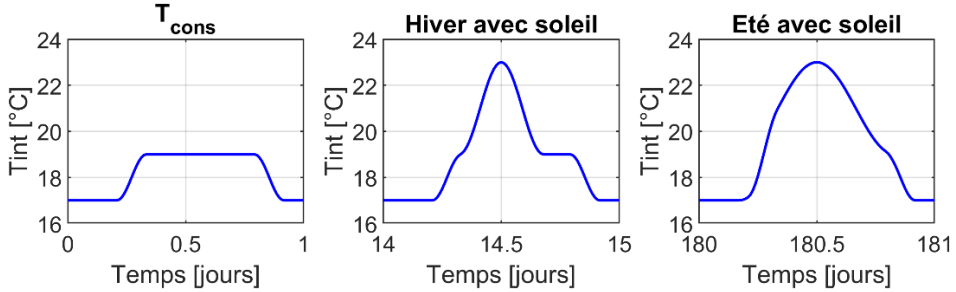


FIGURE 4. Signal de température ambiance interne

C. Décomposition de la température

Afin de mettre en évidence les possibles effets mécaniques dans le voile de béton, la distribution (issue du calcul EF) de la variation de la température du béton $T_b(x,t)$ par rapport à sa valeur de référence est décomposée dans la forme proposée par l'EC1 (EC1 : 1-5, 2004) , montrée en FIGURE 5.

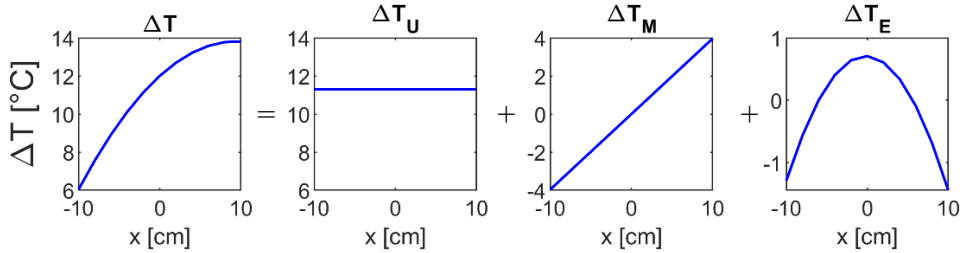


FIGURE 5. Exemple de décomposition de la température au sens de l'EC1 (EC1:1-5, 2004)

La composante ΔT_U correspond à un profil de température uniforme dans la section droite, se traduisant par une déformation axiale uniforme de celle-ci et pouvant être ramenée à l'action d'un

effort normal (fictif et à contrainte nulle) équivalent à l'action de cette composante thermique. Elle s'obtient par le calcul de la moyenne spatiale selon l'épaisseur du voile de béton :

$$\Delta T_U(t) = \frac{1}{ep}\int_0^{ep} T_b(x,t)\,dx - T_0 \quad (7)$$

T_0 est la température de référence du voile, qui est fixée à 18°C par convention.

La composante ΔT_M, correspond à un profil linéaire de la température entre les deux faces du voile, induisant une rotation uniforme de la section droite et pouvant être ramenée à l'action d'un moment de flexion (fictif et à contrainte nulle) équivalent à l'action de cette composante thermique. Elle s'obtient par le calcul du moment statique de la température du béton dans l'épaisseur du voile :

$$\Delta T_M(t) = \frac{12}{ep^2}\int_{-ep/2}^{ep/2} x^* \cdot T_b(x^*,t)dx^* \quad (8)$$

Pour ce calcul il est nécessaire d'adopter un repère barycentrique pour la section droite, d'où le changement de variable : $x^* = x - \frac{ep}{2}$.

On considère enfin la composante résiduelle ΔT_E de la température, donnée (au sens de l'EC1 : 1-5) par :

$$\Delta T_E(x^*,t) = T_b(x^*,t) - \Delta T_U(t) - \Delta T_M(t) * x^* \quad (9)$$

Du fait de l'hypothèse cinématique de section plane adoptée en flexion, cette composante est à l'origine des auto-contraintes d'origine thermique dans la section droite. Ces contraintes étant autoéquilibrées, les efforts qu'elles induisent sont nuls. Néanmoins, elles peuvent avoir des effets significatifs sur le comportement local du matériau comme la fissuration (El-Tayeb et al., 2017).

III. ETUDE DE L'EVOLUTION DE LA TEMPERATURE

Pour étudier le comportement thermique de la paroi, un jeu de paramètres a été fixé (TABLEAU 3) et la simulation lancée de l'an 2007 à l'an 2022. Afin de maximiser les effets de l'apport radiatif solaire, la façade a été supposée de couleur noire, d'où la valeur 0,9 du coefficient α. Chaque jour commence à minuit.

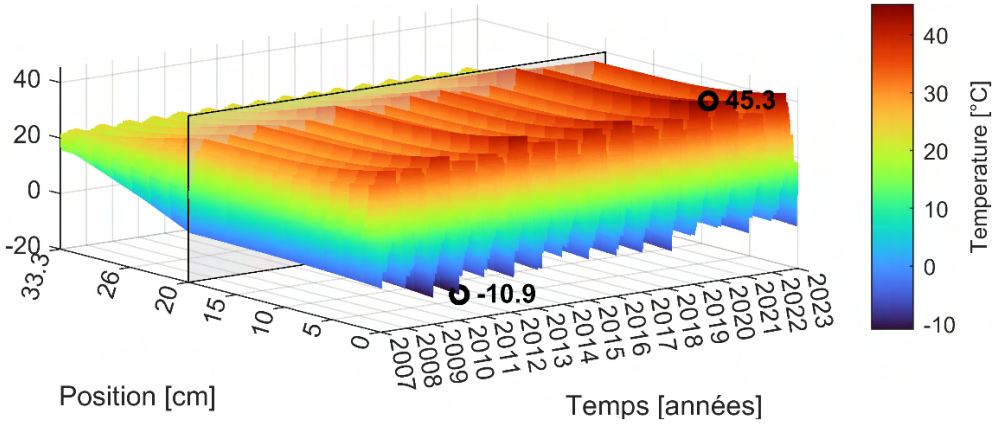


FIGURE 6. Evolution de la température simulée

La température simulée dans toute la paroi est montrée en FIGURE 6. Les valeurs extrêmes sont atteintes sur la surface externe : −10,9 et 45,3°C pour toute la période simulée.

TABLEAU 3. Valeurs des paramètres pour l'étude d'évolution de la température

	k_{th} [W/mK]	ρ [kg/m³]	c_p [J/kgK]	h_{cv}	ε	α
Béton	1,75	2500	900	-	-	-
Poly.	0,039	18	1450	-	-	-
BA13	0,325	825	1008	-	-	-
Externe	-	-	-	23	0,9	0,9
Interne	-	-	-	0,5	0,5	-

La composante ΔT_U varie entre −26,4 et 21,9°C durant la période étudiée, comme montré en FIGURE 7. Une tendance quasi-harmonique est visible sur toute la période simulée. Le détail (en période hivernale) montre une augmentation relative durant le jour, corrélée à la période d'ensoleillement, suivie par un refroidissement sur la période nocturne.

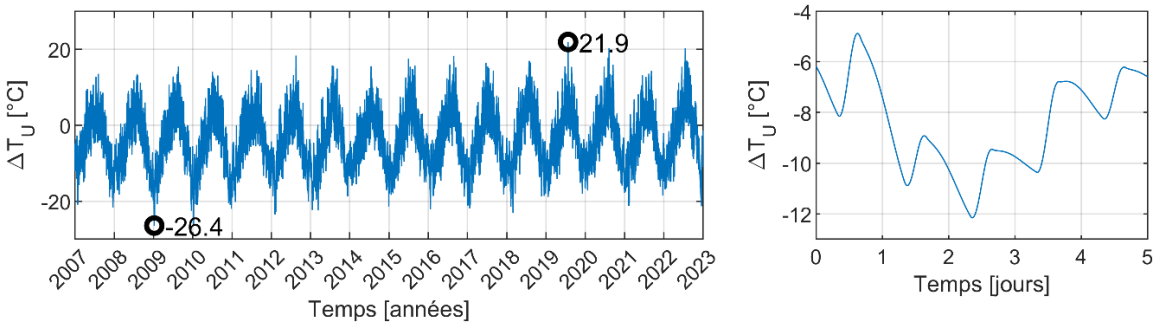


FIGURE 7. Evolution (annuelle) et détail (journalier/période hivernale) de $\Delta T_U(t)$

Pour reconstruire la structure de ΔT_U, la transformée discrète de Fourier (TDF) a été utilisée. Le spectre d'amplitude (FIGURE 8) montre les amplitudes des oscillations autour de la moyenne de ΔT_U sur la période étudiée.

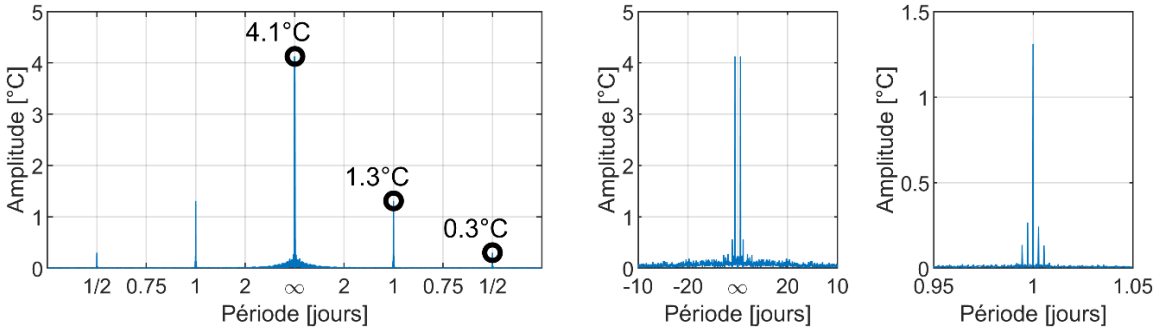


FIGURE 8. Spectre amplitude-fréquence de ΔT_U

Une composante principale de période annuelle est visible, ainsi que deux composantes mineures journalière et mi-journalière. Les pics ne sont pas isolés, comme pour les signaux somme de fonctions harmoniques, mais des pics mineurs sont présents autour de la composante journalière et une zone de bruit autour de la composante annuelle. Cette zone de bruit est très importante, car

les pics individués par la transformée de Fourier n'arrivent pas à atteindre l'amplitude du signal original. Cela est dû à l'aléa dans la température ambiante et dans la radiation solaire.

L'évolution et un détail de ΔT_M sont montrés en FIGURE 9. Les valeurs atteintes sont comprises entre $-15{,}4$ et 7,9°C. $\Delta T_M < 0$ signifie que la surface externe est plus chaude que l'interface avec l'isolant et vice-versa. ΔT_M a une structure plus journalière, comme montré par sa TDF en FIGURE 10. Les remarques sur le bruit et les pics secondaires faites pour ΔT_U sont valides dans ce cas aussi.

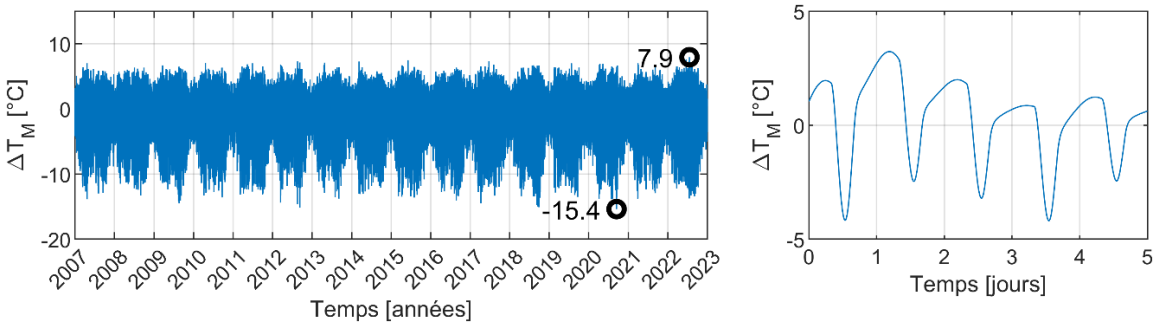


FIGURE 9. **Evolution et détail de $\Delta T_M(t)$**

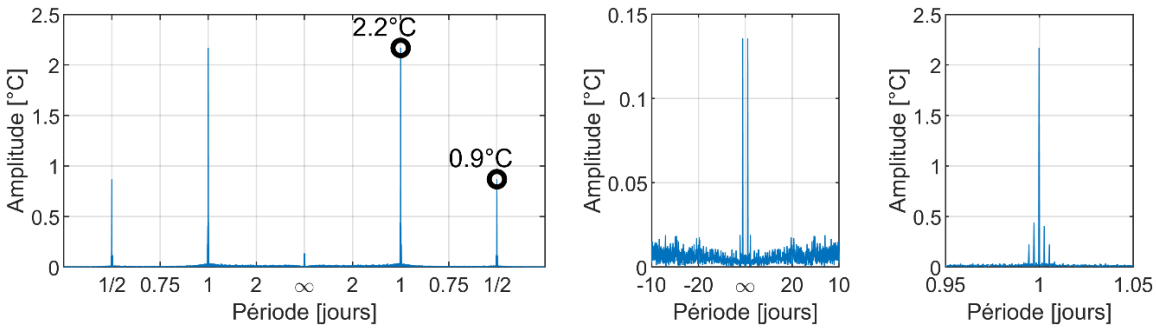


FIGURE 10. **Spectre amplitude-fréquence de ΔT_M**

La composante ΔT_E (FIGURE 11) est comprise entre $-1{,}5$ et 2,9°C, valeurs qui sont atteintes sur la surface externe. Son évolution suit le cycle journalier de réchauffement et refroidissement.

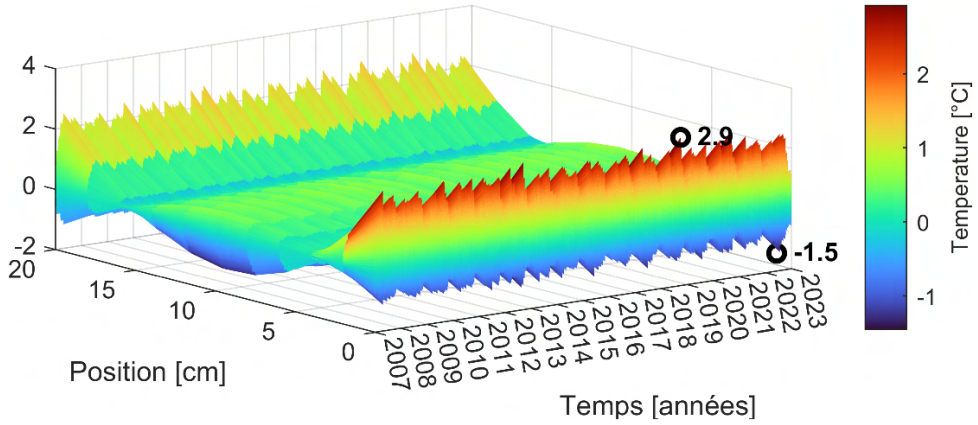


FIGURE 11. **Evolution de $\Delta T_E(x, t)$**

Il est intéressant de comparer ces résultats avec les recommandations de la norme EC1 : 1-5 et la liste type ATeC. L'EC1 : 1-5, pour les bâtiments, ne propose pas des valeurs à appliquer, mais

conseille une approche simplifiée basée sur un calcul en régime permanent et utilisant des valeurs de la température externe sous abri ayant une période de retour de 50 ans. Un calcul avec cette approche a été fait, en supposant une surface externe sombre et $R_{in} = 0{,}13\ m^2K/W$, et des valeurs de ΔT_U beaucoup plus importantes ($-36{,}8°C$ et $31°C$) ont été obtenues. Cela n'est pas étonnant car la période de retour est de beaucoup supérieure à la période simulée. Par contre cette approche donne des ΔT_M nettement inférieurs ($-1{,}6°C$ et $1{,}3°C$) et des ΔT_E nuls. Les valeurs de ΔT_M obtenues avec l'étude transitoire sont similaires à celles que la norme conseille pour les ponts (entre 6 et $18°C$). L'approche de la norme sous-estime donc ΔT_M, qui induit une rotation de la section.

La liste type ATeC donne des valeurs de ΔT_U, en faisant la distinction entre une variation long terme (dite en régime permanent) $\Delta T_{U,LT} = \pm 24°C$ et une variation court terme (dite journalière) $\Delta T_{U,CT} = \pm 6°C$, mais aucune valeur de ΔT_M, ni de ΔT_E, n'est donnée. Une comparaison des valeurs de ΔT_U demande donc une approche plus sophistiquée, qui introduit la notion de variation long terme et court terme. La composante ΔT_U est donc répartie en 3 composantes selon l'équation (10).

$$\Delta T_U = \Delta T_U^{tend} + \Delta T_U^{j,moy} + \Delta T_U^{j,res} \tag{10}$$

La composante ΔT_U^{tend}, harmonique de période annuelle oscillante entre $-11{,}8°C$ et $4{,}7°C$, représente la tendance long terme, qui est donnée par la transformée inverse de la composante annuelle avec l'addition de la moyenne $\Delta\overline{T}_U$ sur la période analysée. $\Delta T_U^{j,moy}$ est la différence entre ΔT_U^{tend} et la moyenne de ΔT_U sur chaque jour. $\Delta T_U^{j,res}$ est la différence entre ΔT_U et la moyenne journalière. Les trois composantes, définies comme ci-dessus, sont montrées en FIGURE 12.

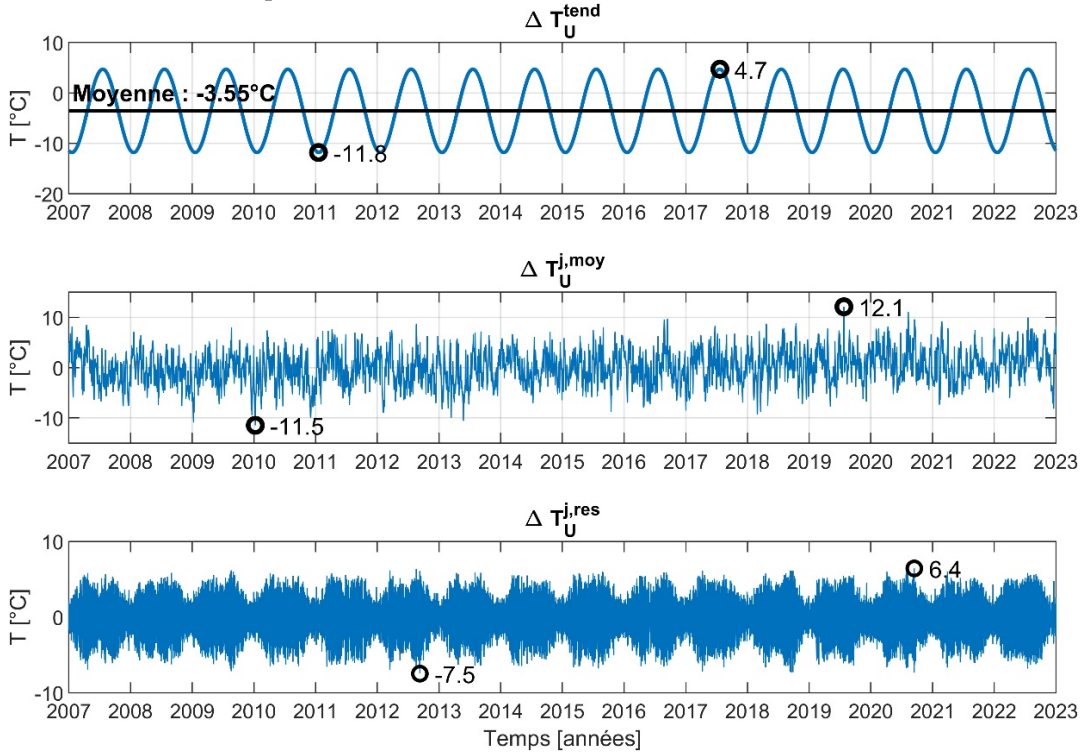


FIGURE 12. Composantes de $\Delta T_U(t)$

La somme $\Delta T_U^{tend} + \Delta T_U^{j,moy}$ varie entre $-23{,}2$ °C et $16{,}8°C$. Sa distribution de probabilité est bimodale, avec deux modes de $-7{,}6°C$ et $0{,}8°C$ et des valeurs caractéristiques, correspondant aux

fractiles 5% et 95%, de −14,8°C et −7,3°C. La composante $\Delta T_U^{j,moy}$ seule varie entre −11,5°C et 12,1°C et sa distribution de probabilité est normale avec une moyenne nulle. Les valeurs caractéristiques sont ±5,5°C. Les distributions de probabilité de ces deux composantes sont montrées en FIGURE 13.

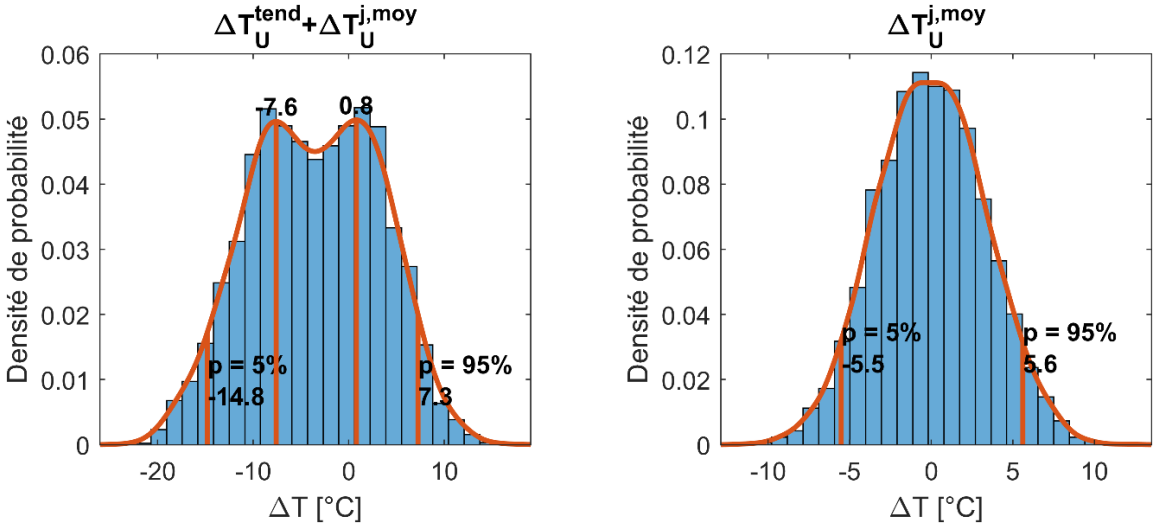


FIGURE 13. Distributions de probabilité de $\Delta T_U^{tend} + \Delta T_U^{j,moy}$ et $\Delta T_U^{j,moy}$

La composante $\Delta T_U^{j,res}$ varie entre −7,5°C et 6,4°C. Afin d'étudier statistiquement cette composante il est pertinent de séparer les valeurs positives des valeurs négatives, car sa variation suit un cycle journalier. La distribution des $\Delta T_U^{j,res} < 0$ a pour valeur extrême −7.5°C , pour moyenne −3,1°C et pour fractiles 5% et 95% −5,6°C et −1°C respectivement. La distribution des $\Delta T_U^{j,res} > 0$ a pour valeur extrême 6,4°C , pour moyenne 2,8°C et pour fractiles 5% et 95% 1°C et 5°C respectivement. Les deux distributions sont montrées en FIGURE 14.

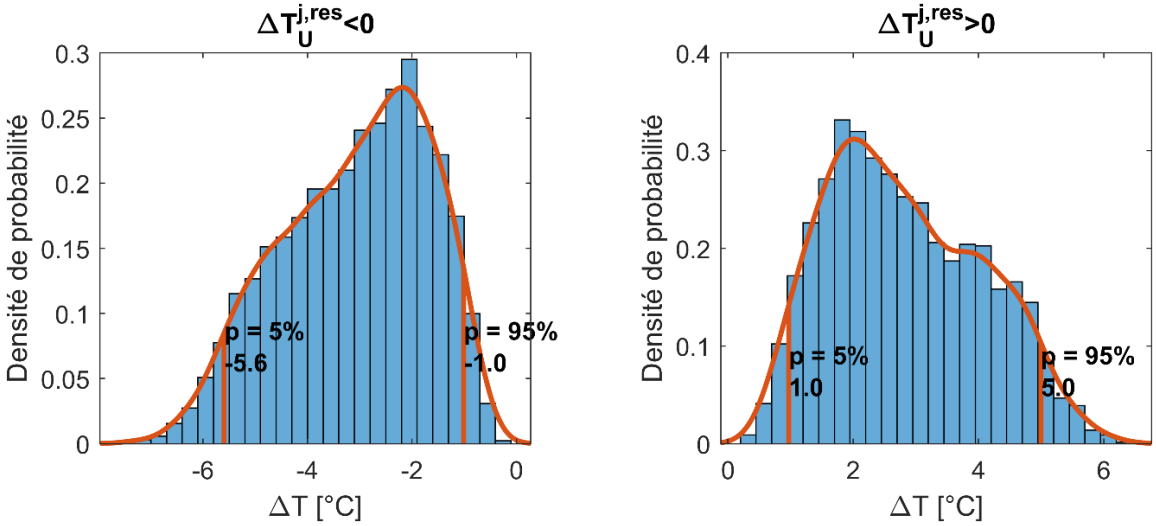


FIGURE 14. Distributions de $\Delta T_U^{j,res}$

Une comparaison entre la simulation transitoire, les valeurs de la liste type ATeC et le calcul EC1 : 1-5 des valeurs extrêmes de ΔT_U et de ses composantes est proposée en TABLEAU 4. Les

valeurs de ΔT_U extrêmes simulées se rapprochent de la liste type ATeC : l'écart est de 3,6°C en négatif et 8,1°C en positif. Les valeurs extrêmes de $\Delta T_U^{tend} + \Delta T_U^{j,moy}$, interprétées comme variation long terme, ont un écart de 0,8°C en négatif et un écart de 7,2°C en positif par rapport à la liste type ATeC. La composante $\Delta T_U^{j,res}$, interprétée comme variation court terme, est plus importante dans la simulation que dans la liste type ATeC, l'écart étant de 0,4°C en positif et de 1,5°C en négatif. Le calcul EC1 : 1-5 obtient des valeurs plus importantes de la variation totale, les écarts étant, par rapport à la simulation, de 9,7°C pour la variation positive et 10,2°C pour la négative. Les valeurs étant basées sur un calcul stationnaire, les notions de variation long terme et court terme ne sont pas présentes dans la norme. Il faut remarquer que le choix, par nature arbitraire, de fixer la température initiale à $T_0 = 18°C$, influence la dissymétrie des valeurs positives et négatives. Il est aussi important de noter que la simulation, avec un choix unique des paramètres thermiques des matériaux et des coefficients d'échange thermique, ne prend pas en compte tous les situations possibles. Il n'est donc pas à ce stade possible de critiquer les valeurs et méthodes simplifiées proposées dans les Eurocodes et la liste type.

TABLEAU 4. Comparaison de valeurs maximales simulées avec calcul selon EC1 : 1-5 et liste type ATeC

Composante de ΔT_U	Simulation	EC1 : 1-5	Liste type ATeC
Totale	21,9/-26,4	31/-36,8	± 30
Long terme	16,8/-23,2	-	± 24
Court terme	6,4/-7,5	-	± 6

IV. CONCLUSIONS

Dans cette étude le comportement thermique d'un mur béton isolé par l'intérieur a été analysé avec un cas d'étude basé sur une paroi réelle. L'évolution de la température a été décomposée comme proposé par l'EC1 :1-5. La variation de la température moyenne ΔT_U a une tendance long terme ΔT_U^{tend} harmonique et des oscillations positives et négatives. Les oscillations de ΔT_U ont été décomposées en une moyenne journalière $\Delta T_U^{j,moy}$ et un écart $\Delta T_U^{j,res}$ du signal total avec la somme de la tendance et de la variation moyenne journalière. L'oscillation moyenne journalière présente une distribution normale à moyenne nulle. L'oscillation $\Delta T_U^{j,res}$ a été traitée séparément dans le cas où elle est positive et dans les cas où elle négative. Les résultats ont été comparés avec les valeurs données par la liste type ATeC et les résultats d'un calcul thermique en régime permanent selon l'EC1 : 1-5. Les valeurs extrêmes de $\Delta T_U^{j,res}$ sont du même ordre de grandeur que la variation journalière donnée par la liste ATeC ; la somme $\Delta T_U^{tend} + \Delta T_U^{j,moy}$ atteint des valeurs similaires en négatif et plus faibles en positif. La variation totale donnée par la liste type ATeC et les valeurs de ΔT_U simulées sont inférieures aux résultats du calcul selon l'EC1 : 1-5. L'interprétation de ces résultats doit tenir compte des choix arbitraires de la température initiale (fixée à $T_0 = 18°C$) ainsi que du jeu de paramètres thermiques considérés, qui ne permettent pas de couvrir toutes les situations possibles.

La composante linéaire ΔT_M présente une structure de variation journalière et atteint des valeurs de $-15,4°C$ et $7,9°C$, qui peuvent avoir des effets mécaniques non négligeables. La liste type ATeC ne donne aucune valeur de ΔT_M ; les valeurs calculées selon EC1 : 1-5 sont inférieures.

La liste type ATeC ne fournit aucune valeur de la composante ΔT_E, et le calcul selon EC1 : 1-5 trouve des valeurs nulles ; à contrario la simulation transitoire trouve des valeurs comprises entre $-1{,}5°C$ et $2{,}9°C$.

REMERCIEMENTS

Les auteurs voudraient remercier Maxime Henry de Planchat Ingénierie, maître d'œuvre du chantier HOMVA, pour le temps qu'il a dédié au projet d'instrumentation, Christian Garand de l'INSA de Rennes, pour le suivi du projet, Daniele Sportillo de Mathworks, pour l'assistance fourni dans l'usage de Matlab, et Sébastien Ducoin de l'INSA de Rennes, pour l'assistance fournie dans l'usage du cluster de calcul. Les auteurs remercient également l'Agence Nationale de la Recherche (ANR, Paris) et COHB Industrie pour le soutien à travers la chaire ANR FREEINBTP (ANR-21-CHIN-0003).

REFERENCES

Bal, S.K., Pramod, V.P., Sandeep, V.M., Manikandan, N., Sarath Chandran, M.A., Subba Rao, A.V.M., Vijaya Kumar, P., Vanaja, M., Singh, V.K., 2023. Identifying appropriate prediction models for estimating hourly temperature over diverse agro-ecological regions of India. Sci Rep 13, 7789. https://doi.org/10.1038/s41598-023-34194-9

Bilan thermique, 2023. Bilan Thermique -Economie d'énergie. URL http://www.bilan-thermique-28.fr/index.html (accessed 12.29.23).

CSTB, 2021. Liste minimale des éléments habituellement demandés par le Groupe Spécialisé.

Diler, S., Weber, A., Bocciarelli, M., Poggi, C., Bernabé, P., 2015. Thermal break elements with applications in seismic zones.

EC1:1-5, 2004. Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-5 : Actions générales - Actions thermiques.

EC2:1-2, 2005. Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-2 : Règles générales - calcul du comportement au feu.

Gaël Le Bloa, 2014. Caractérisation du comportement sismique d'une connexion hybride plancher-voile utilisée comme rupteur de ponts thermiques. INSA Rennes.

Keo, P., Le Gac, B., Somja, H., Palas, F., 2018. Low-cycle fatigue life of a thermal break system under climatic actions. Engineering Structures 168, 525–543. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.063

Klein Tank, A.M.G., Wijngaard, J.B., Können, G.P., Böhm, R., Demarée, G., Gocheva, A., Mileta, M., Pashiardis, S., Hejkrlik, L., Kern-Hansen, C., Heino, R., Bessemoulin, P., Müller-Westermeier, G., Tzanakou, M., Szalai, S., Pálsdóttir, T., Fitzgerald, D., Rubin, S., Capaldo, M., Maugeri, M., Leitass, A., Bukantis, A., Aberfeld, R., Van Engelen, A.F.V., Forland, E., Mietus, M., Coelho, F., Mares, C., Razuvaev, V., Nieplova, E., Cegnar, T., Antonio López, J., Dahlström, B., Moberg, A., Kirchhofer, W., Ceylan, A., Pachaliuk, O., Alexander, L.V., Petrovic, P., 2002. Daily dataset of 20th-

century surface air temperature and precipitation series for the European Climate Assessment: EUROPEAN TEMPERATURE AND PRECIPITATION SERIES. Int. J. Climatol. 22, 1441–1453. https://doi.org/10.1002/joc.773

Meng, T., Somja, H., Meftah, F., Heng, P., 2021. Effect of Climatic Actions On Buildings with Internal Insulation and Thermal Breaks: Multi-Scale Approach and Thermo-Hydro-Mechanical Modeling, in: 14th WCCM-ECCOMAS Congress. Presented at the 14th WCCM-ECCOMAS Congress, CIMNE. https://doi.org/10.23967/wccm-eccomas.2020.125

Montazeri, H., Blocken, B., 2017. New generalized expressions for forced convective heat transfer coefficients at building facades and roofs. Building and Environment 119, 153–168. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2017.04.012

Montazeri, H., Blocken, B., Derome, D., Carmeliet, J., Hensen, J.L.M., 2015. CFD analysis of forced convective heat transfer coefficients at windward building facades: Influence of building geometry. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 146, 102–116. https://doi.org/10.1016/j.jweia.2015.07.007

Nguyen, T.T.H., 2012. Analyses du comportement de rupteurs thermiques sous sollicitations sismiques.

Placo, 2020. Fiche produit Doublissimo® Performance 4.10 13+120.

Qu, Z., Oumbe, A., Blanc, P., Espinar, B., Gesell, G., Gschwind, B., Klüser, L., Lefèvre, M., Saboret, L., Schroedter-Homscheidt, M., Wald, L., 2017. Fast radiative transfer parameterisation for assessing the surface solar irradiance: The Heliosat-4 method. metz 26, 33–57. https://doi.org/10.1127/metz/2016/0781

Sanjuán, M.Á., Morales, Á., Zaragoza, A., 2021. Effect of Precast Concrete Pavement Albedo on the Climate Change Mitigation in Spain. Sustainability 13, 11448. https://doi.org/10.3390/su132011448

Schroedter-Homscheidt, M., Azam, F., Betcke, J., Hanrieder, N., Lefèvre, M., Saboret, L., Saint-Drenan, Y. -M., 2022. Surface solar irradiation retrieval from MSG/SEVIRI based on APOLLO Next Generation and HELIOSAT-4 methods. metz 31, 455–476. https://doi.org/10.1127/metz/2022/1132

Synnefa, A., Santamouris, M., Korres, D., 2006. Investigation of the Solar and Thermal Properties of Materials Used in Outdoor Urban Spaces and Buildings. 27th AIVC and 4th Epic Conference "Technologies & sustainable policies for a radical decrease of the energy consumption in buildings."

Zheng, S., Wang, Y., Feng, F., Xue, Y., Wang, Z., Duanmu, L., 2022. Analysis on convective heat transfer coefficients of external surfaces for typical building arrays. Journal of Building Engineering 62, 105381. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105381

Micro-capillary condensation/evaporation by critical relative humidity

Habib Jalili[1,2], Tariq Ouahbi[1], Said Taibi[1], Joanna Eid[1,2], Ichrak Hamrouni[1]

1 Université Le Havre Normandie, Normandie Univ, LOMC, UMR 6294 CNRS, 76600 Le Havre, France.

[2] AI Environnement, FACEA Group, R&D Department, Noisy le Grand, France

Abstract. The problem of surface moisture and condensation inside microstructures is complex and depends on the physicochemical characteristics of both the atmosphere and the surfaces. The relative humidity within a pore is a function of the temperature, mixing ratio, pore geometry, and presence and nature of soluble salts and can be considerably pores types as well as on atmospheric relative humidity. However, although the phenomenon of capillary condensation or evaporation is a complicated process, it would be useful to introduce a critical relative humidity and temperature in micropores structures. To examine the mechanisms of condensation and evaporation of water in micropore structures, we report the critical relative humidity in the capillary pores, cylindrical and square types and as well as dependency of the critical relative humidity on temperature and various contact angles.

Keywords: Capillary condensation and evaporation, Critical relative humidity, Kelvin equation, Contact angle, Complete Kelvin equation

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Fluids confined within micropores or nanopores have garnered considerable interest among scientists and engineers owing to their diverse applications in various fields such as in building materials (Yuan et al., 2024), unsaturated porous media (Mchirgui, 2012) and cloud physics (Casans et al., 2023). These encompass unconventional oil and gas extraction, fuel cell technologies, heterogeneous catalyst development, adsorption processes, drying methodologies, water purification techniques, and climate engineering endeavours (Falk et al., 2015; Salahshoor et al., 2018). Due to the robust interactions between fluids and pore walls, fluid density distribution within nanopores is uneven, resulting in significantly different fluid behavior from bulk conditions. Experimental and modelling studies have demonstrated that fluids confined in capillary pores may undergo capillary condensation or evaporation at vapor-phase pressures different from the saturation pressure observed in bulk phases (Corma et al., 1995; Scherer, 1990). However, it is useful to distinguish between the formation of droplets in the free atmosphere and the condensation onto a surface, or inside internal pores. In practice, the mechanism of capillary condensation is intricate and somewhat obscure, although the fundamental equation that controls the condensation in

micropores also governs the formation of drops in the atmosphere, a topic familiar to meteorologists. In the atmosphere, water vapor becomes saturated at relative humidity of 100%, when the air temperature reaches the dew point. The saturation vapor pressure can be calculated by Magnus and Tetens formula or Clausius–Clapeyron relation. But the saturation pressure which also called vapor tension in capillary pores is calculated by the Kelvin formula (Lawrence, 2005). In another word, the properties of fluids confined in nanopores cannot be simply predicted by the conventional equation of state modeling. So, to predict the phase behaviour of the phase component in a capillary pore, with a assumption of that he vapor phase (or humid air) behaves as an ideal gas and the liquid phase is incompressible and pure water, one can derive the Kelvin equation (Elliot, 2001; Shardt and Elliott, 2018). Figure 1 shows a schematic illustration of capillary and surface condensation in equilibrium condition.

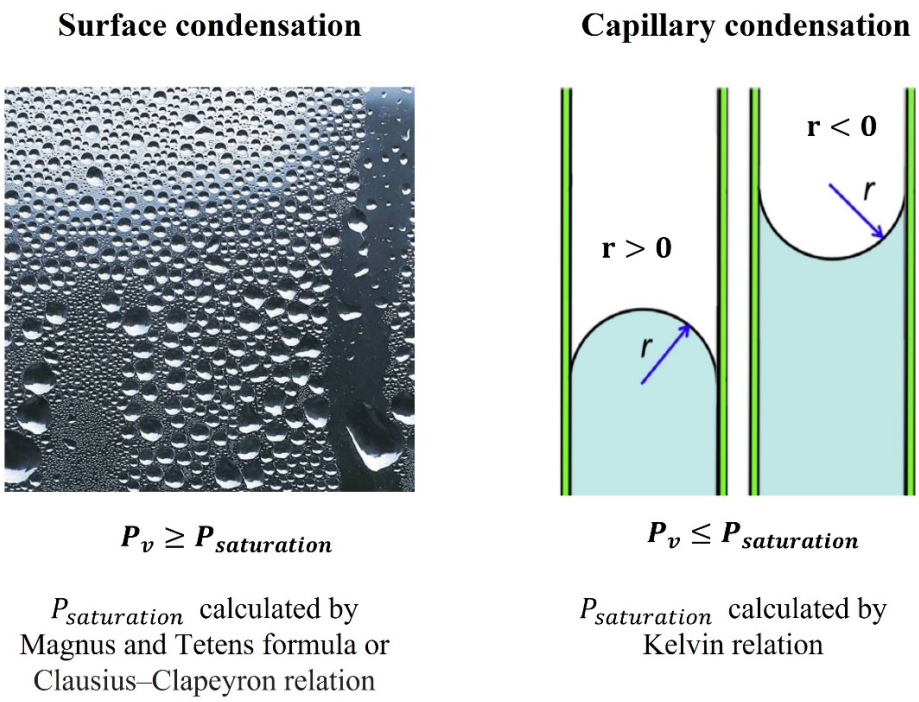


FIGURE 1. Surface condensation and capillary condensation dependency on water vapor saturated pressure $(P_{saturation})$ calculated by different equations.

In recent years, capillary condensation attracts the researcher's interest in various domain to understand this phenomenon, Yang et al. (Yang et al., 2016) combined atomic force spectroscopy with the well-established theory of capillary condensation to provide a novel means of determining the thickness of the aqueous interfacial layer on NaCl (001) over a wide range of relative humidity. And, experimentally they measured the surface conductance as a function of humidity as an indicator of salt dissolution into this interfacial layer. In another research, Tanaka et al. (Tanaka et al., 1998) applied time-correlation function analysis of IR spectroscopy to investigate the alterations in the reorientation state of acetonitrile molecules during capillary condensation. They analyzed

the phenomena before and after capillary condensation onto the mesoporous silica media. Hu et al. (Hu and Yu, 2024) investigated the isothermal sorption of water vapor in nanopores under four humidity conditions. A new approach based on Young's Laplace equation was developed for determining the equilibrium water sorption in nanoporous media, demonstrating a relative error ranging from 0.24% to 10.42% between the experimental and calculated outcomes. In this study, we analyse the simplified Kelvin equation and its relation to the geometrical function of the capillary, which include the radius or diameter of the capillary for square and cylindrical form. The novelty of this study is to introduce the graphical method for microcapillary condensation /evaporation using the critical relative humidity versus geometrical function. By defining the critical relative humidity, capillary condensation/evaporation could be parametrized in microchannels.

II. Complete Kelvin equation

W. THOMSON, later Lord Kelvin, (1870) (Thomson, 1871), developed an equation which implied that the vapor pressure of a material in thermodynamic equilibrium over a curved surface differs from that over a plane surface. Its equation is based on the macroscopic thermodynamics for the vapor and liquid phase equilibrium with assuming that the humid air behaves as ideal gas, and the pure water as a liquid phase is incompressible. His derivation was based on the consideration of the equilibrium between a liquid (phase 2), contained in a capillary channel, and its vapor (phase 1). Gibbs derived independently the Kelvin equation based on chemical potentials (Elliot, 2001; Skinner and Sambls, n.d.).

$$\mu^v(T,P^v) = \mu^L(T,P^L), \tag{1}$$

$$P^v - P^L = P_{cap} = \frac{4\,\sigma\,\cos\,(\theta)}{d} \tag{2}$$

Where, μ^v and μ^L are pure component vapor- and liquid-phase chemical potentials, respectively. Under the assumption of ideal gas behavior for the vapor phase and the incompressibility of the liquid phase, which can exist below the bulk saturation pressure (P_{sat}), chemical potentials of the vapor and liquid phases can be defined as follows (Pruppacher and Klett, 2010):

$$\mu^v(T,P^v) = \mu^v(T,P_{sat}) + \Re T\ ln\left(\frac{P^v}{P_{sat}}\right), \tag{3}$$

$$\mu^L(T,P^L) = \mu^L(T,P_{sat}) + V_m(P^L - P_{sat}), \tag{4}$$

In which $V_m$is the bulk liquid molar volume, $\Re$ is the universal gas constant. However, by combining the Equations of (1) and (4), equation below were reached,

$$\Re T\ Ln\left(\frac{P^v}{P_{sat}}\right) = V_m(P^L - P_{sat}), \tag{5}$$

Substituting Eq. (2) into Eq. (5) yields the complete Kelvin equation, for capillary channel,

$$\ln\left(\frac{P^v}{P_{sat}}\right) = \frac{4\sigma V_m\ Cos(\theta)}{d\,\Re\,T} + \frac{V_m}{\Re\,T}\,(P^v - P_{sat}) \tag{6}$$

In the complete form of Kelvin equation, Eq. (6), the capillary pressure is often considered to be much larger than the difference between the vapor-phase pressure and bulk saturation pressure (Elliot, 2001), i.e.,

$$\frac{4\sigma\, Cos(\theta)}{d} \gg P^{v} - P_{0} \tag{7}$$

Then, Eq. (6) transformed to the simplified Kelvin equation, or simply recognized as "Kelvin formula" (Dexter and Richard, 2009),

$$\ln\left(\frac{P^{v}}{P_{sat}}\right) = \frac{4\sigma V_{m}\, Cos(\theta)}{d\, \Re\, T} \tag{8}$$

Where, P^{v} , P_{sat} and d depict the water vapor pressure, saturated pressure, and the diameter of the capillary channel, respectively. And σ, θ, $\Re$, V_m and T represent the surface tension of the water, contact angle, universal gas constant, water molar volume and temperature, respectively. Vargaftic et al. (Vargaftik et al., 1983) has demonstrated a table for the surface tension of water from 0.01 to 374°C and an interpolating equation which represents the values in the table to well within their estimated uncertainties. These experimental values are well represented by the Eq. (9),

$$\sigma = B\left[\frac{T_C - T}{T_C}\right]^{\mu}\left[1 + b\left(\frac{T_C - T}{T_C}\right)\right] \tag{9}$$

Where, B, b, T_C and μ are constant with the values of $235 * 10^{-3}\ [N.m^{-1}]$, -0.625 , $647.15\ [K]$ and 1.256 , respectively. Figure 2 demonstrates the where the surface tension and contact angle applied in capillary channel during the equilibrium condition.

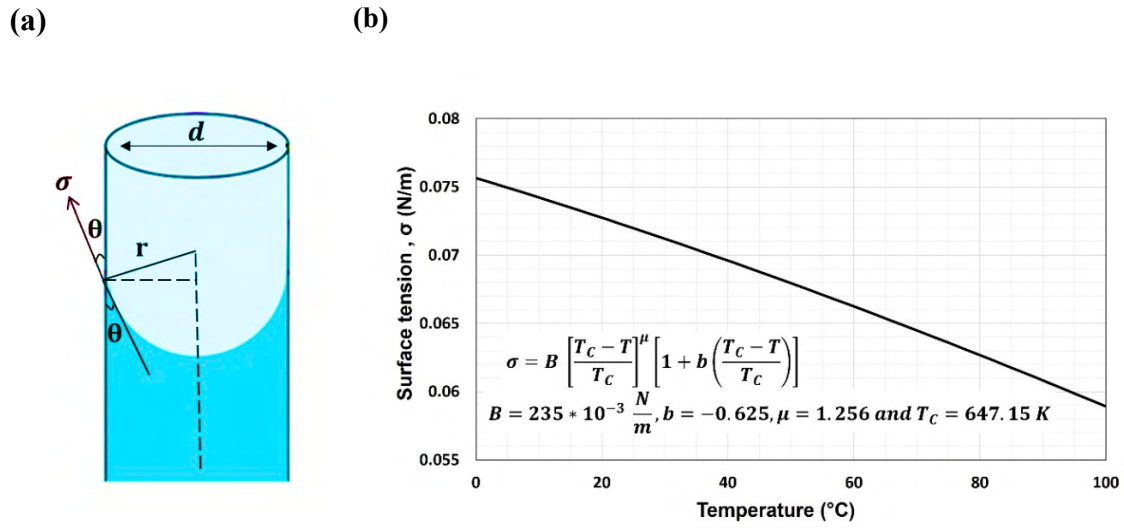


FIGURE 2. (a) illustrates the equilibrium condition associated parameters, contact angle (θ), pore diameter (d), meniscus radius (r). (b) Surface tension as plotted by formula parameterized by Vargaftic et al. (Vargaftik et al., 1983)**.**

III. Capillary condensation and critical point

By considering the Kelvin formula in Eq. (8) and another well-known relation introduced by the Edlefsen and Anderson, 1943 (Edlefsen and Anderson, 1943),

$$\varphi = \frac{P_v}{P_{sat}} \tag{10}$$

The Eq. (8) can be expressed as relative humidity (φ),

$$\varphi\,(d)^{*} = 100 * exp\,(\ \frac{4\sigma V_m\ Cos(\Theta)}{d\ \Re\ T}\ ) \tag{11}$$

This provides us the dependency of the relative humidity and meniscus curve. And capillary condensation occurs in cylindrical channel, as condensed water makes smaller and smaller the radius of curvature of a cylindrical meniscus, determining a condition of unstable equilibrium and accelerating the condensation. When a capillary is full of water, a spherical meniscus forms at the beginning of the capillary and the evaporation starts in a reversible way. Figure 3 illustrates the schematic of capillary condensation and evaporation in micro capillary channel. The diameter or radius of pore is the critical point in this phenomenon, Critical relative humidity is $\varphi = \varphi\,(d)^{*}$ which is in equilibrium with the radius of curvature of the pore. The parameter of d is the diameter of the pore when the condensation begins. For lower relative humidity it cannot fill because of the reversible condensation-evaporation.

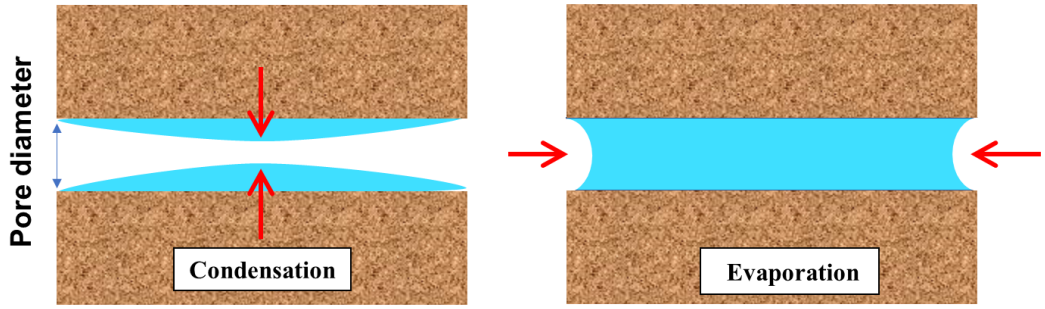


FIGURE 3. A schematic demonstration of capillary condensation and evaporation. Initiated as a cylindrical meniscus thickens, condensation occurs until the capillary is filled. When evaporation occurs, the meniscus retreats deeply inside the capillary channel.

IV. Discussion on critical relative humidity

In this section, critical humidity is going to discuss on the cylindrical and square channels with radius of r for "cylindrical "and length of L for "square ". By evaluating the capillary pressure in both square and cylindrical, we found the similar valued and critical points for both types of channels, as can be seen in Figure 4, the relation of capillary pressure for both channels. The term of $(\frac{2}{\sqrt{\pi}})$ is equal to 1.128, allowing for the consideration of both the capillary pressure of cylindrical and square channels with an approximation of similarity between them ($P_{cap,\text{cylindrical}} \cong P_{cap,square}$) (Slider, 1983).

In porous bodies, or in general, over a hydrophilic surface, the water molecules in contact with the material are adsorbed and strongly bound with the internal surface due to the presence of dipoles or image forces; the binding is so strong that this water is considered to be in the solid state.

Beyond this solid layer, other water molecules are in the liquid phase and free. The problem of surface moisture and condensation is complex and depends on the physicochemical characteristics

of both the atmosphere and the surface. The relative humidity within a pore is a function of the temperature, mixing ratio, pore geometry, and presence and nature of soluble salts and can be considerably different from pore to pore as well as from atmospheric relative humidity (Monteith and Unsworth, 2013).

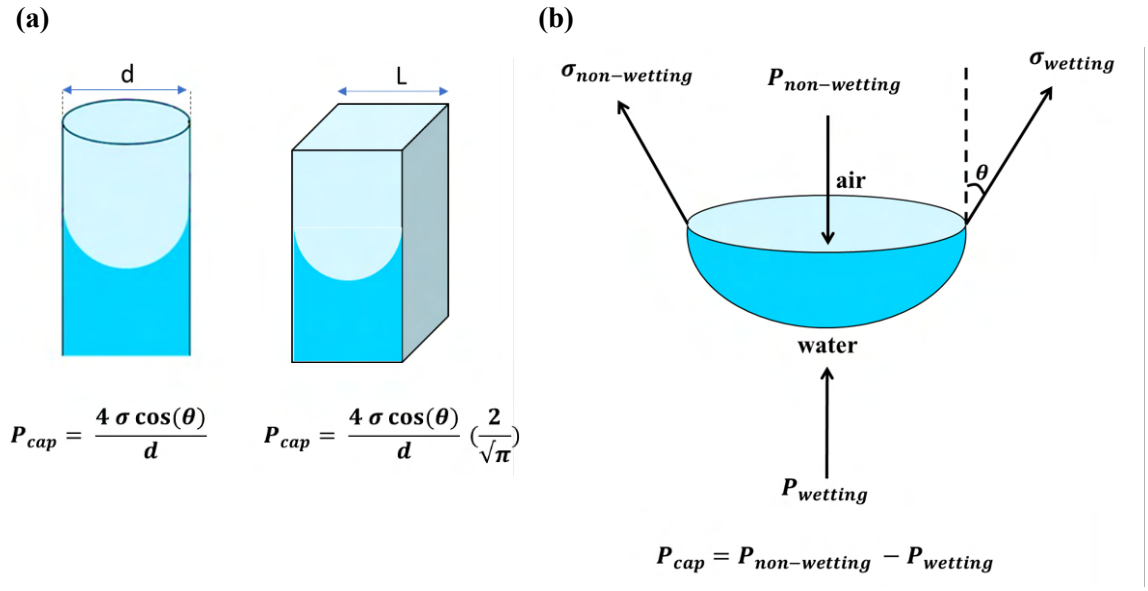


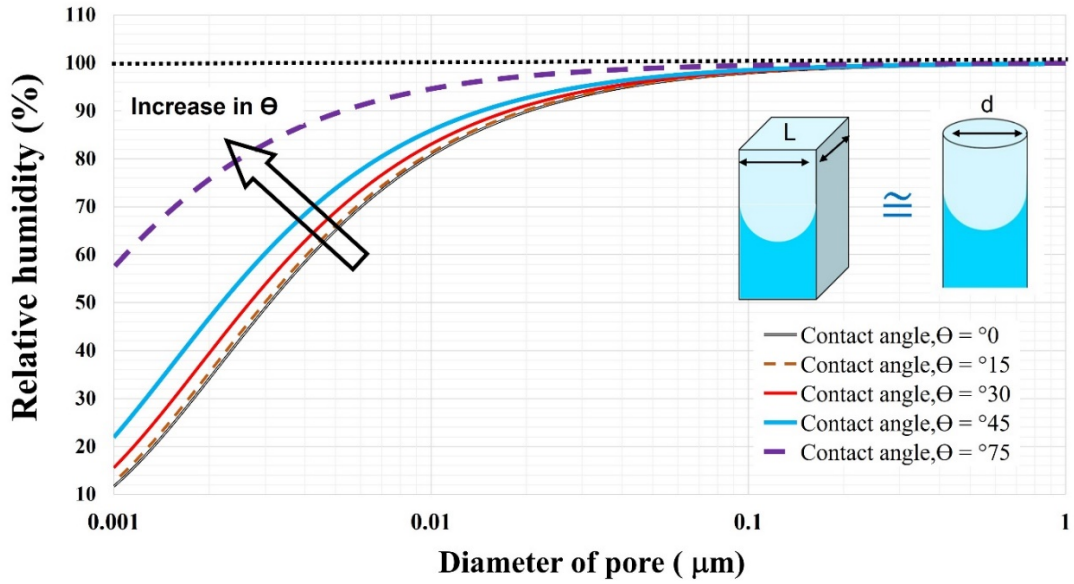
FIGURE 4. (a) The relation between the square channel and cylindrical channel with same cross section areas ($\pi \frac{d^2}{4} = L^2$). (b) General illustration of capillary pressure for air as non-wetting phase and water as wetting phase.

In the capillary condensation, the smaller pore, the lower relative humidity required for equilibrium with the water meniscus. For each capillary pore, condensation begins at a low critical relative humidity $\varphi\,(d)^*$ determined by the effective radius of curvature of the pore r_p or here we defined as diameter of pore to be able to plot the square and cylindrical channel in one plot. This is the geometric radius of the curvature of the pore minus the thickness of the mono- or bimolecular layer of water molecules adsorbed and strongly bound. Both condensation and evaporation are reversible and strictly follow any increase or decrease of the ambient relative humidity level, always being in equilibrium ("Chapter 1 Microclimate, air and temperature," 1998; "Chapter 6 Atmospheric water and stone weathering," 1998). The critical relative humidity plotted based on the Kelvin equation for both cylindrical and square microchannel with approximation of "$P_{cap,\text{cylindrical}} \cong P_{cap,square}$", as shown in Figure 5.

According to Figure 5, increasing the temperature or by fluctuation of temperature is not really significant in micro capillary condensation in a comparison of contact angle. In contrast to the

contact angle, temperate in critical relative humidity definition does not influence critical point in capillary condensation. At its opposite point, the contact angle (***θ***) which demonstrates the angle between a liquid surface and a solid surface where they meet. More specifically, it represents the angle formed at the intersection between the surface tangent on the liquid-vapor interface and the tangent on the solid-liquid interface., as shown previously in Figure 2. It quantifies the wettability of a solid surface (Rabbani et al., 2018; Shi et al., 2018). By increasing the contact angle or in other words having a non-wettable surface, critical relative humidity is also increasing. The maximum contact angle when it becomes °90 we have the straight line of 100% in critical relative humidity which shows the capillary condensation only can be reached in this relative humidity. Nevertheless, this critical relative shows the importance of critical relative humidity that in case of wettable surface, °0, capillary condensation can be reached even in lower relative humidity.

(a)



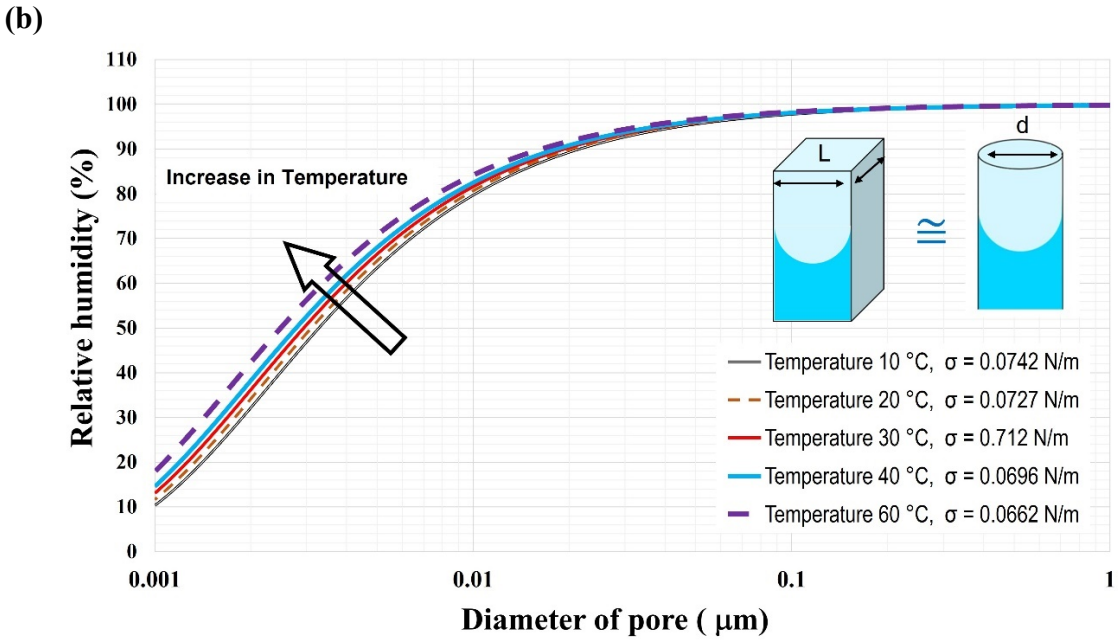


FIGURE 5. Critical relative humidity ($\varphi\ (d)^*$) relation in capillary condensation/evaporation at various (a) contact angle (θ) in T = 293.15 K, (b) Temperature which also has changed the surface tension for a complete wettable surface with a contact angle of °0, $\theta = °0$.

V. Conclusion

Capillary condensation and evaporation are an extremely important phenomenon that can be addressed by microphysics of clouds relating to cultural heritage conservation. The mechanisms for droplet formation or homogenous nucleation are the starting point for discussing this phenomenon. In reality, this phenomenon is complex and rather unfamiliar due to the various parameters influence the microdroplet formation. In this study, simplified kelvin equation used for defining the critical relative humidity in capillary pores whatever in cylindrical or square. The critical relative plotted as a function of the diameter of channel, from 0.001 $\boldsymbol{\mu m}$ to 1 $\boldsymbol{\mu m}$. Temperature fluctuation and contact angle which is physical properties of the surface channel in microcapillary has been investigated. To conclude, we described a graphical method based on the critical relative humidity for capillary condensation/evaporation within the various pore structures. This paper highlighted the critical relative humidity dependency on pores diameter, contact angle and temperature. We found that temperature in the nano-channel (0.001 $\boldsymbol{\mu m}$) has not aa significant impact on critical point in capillary condensation of water. And, as pore size increasing or in a higher diameter, the critical point reaches to bulk critical point. In addition, we realized the contact angle significantly influences this critical point of relative humidity which is the surface parameter of a channels. Future efforts would be on parametrize the capillary condensation as a vapor phase is not ideal gas, one of the important simplifications of Kelvin formulation and considering the complete form of Kelvin equation or different models on critical relative humidity.

REFERENCES

Casans, A., Rejano, F., Maldonado-Valderrama, J., Casquero-Vera, J.A., Ruiz-Peñuela, S., Van Drooge, B.L., Lyamani, H., Cazorla, A., Andrews, E., Lin, J.J., Mirza-Montoro, F., Pérez-Ramírez, D., Olmo, F.J., Alados-Arboledas, L., Cariñanos, P., Titos, G., 2023. Cloud condensation nuclei activation properties of Mediterranean pollen types considering organic chemical composition and surface tension effects. Atmospheric Environment 310, 119961. https://doi.org/10.1016/j.atmosenv.2023.119961

Chapter 1 Microclimate, air and temperature, 1998. , in: Developments in Atmospheric Science. Elsevier, pp. 3–41. https://doi.org/10.1016/S0167-5117(98)80004-9

Chapter 6 Atmospheric water and stone weathering, 1998. , in: Developments in Atmospheric Science. Elsevier, pp. 161–193. https://doi.org/10.1016/S0167-5117(98)80009-8

Corma, A., Fornes, V., Rey, F., Cervilla, A., Llopis, E., Ribera, A., 1995. Catalytic Air Oxidation of Thiols Mediated at a Mo(VI)O2 Complex Center Intercalated in a Zn(II)-Al(III) Layered Double Hydroxide Host. Journal of Catalysis 152, 237–242. https://doi.org/10.1006/jcat.1995.1078

Dexter, A.R., Richard, G., 2009. Water Potentials Produced by Oven-Drying of Soil Samples. Soil Sci. Soc. Am. J. 73, 1646–1651. https://doi.org/10.2136/sssaj2008.0294N

Edlefsen, N.E., Anderson, A.B.C., 1943. Thermodynamics of soil moisture. Hilg 15, 31–298. https://doi.org/10.3733/hilg.v15n02p031

Elliot, J.A.W., 2001. On the Complete Kelvin Equation. Chemical Engineering Education 35, 274–278.

Falk, K., Coasne, B., Pellenq, R., Ulm, F.-J., Bocquet, L., 2015. Subcontinuum mass transport of condensed hydrocarbons in nanoporous media. Nat Commun 6, 6949. https://doi.org/10.1038/ncomms7949

Hu, Y., Yu, Q., 2024. Experimental and theoretical studies on water adsorption and capillary condensation in nanopores of calcium carbonate. Geoenergy Science and Engineering 236, 212740. https://doi.org/10.1016/j.geoen.2024.212740

Lawrence, M.G., 2005. The Relationship between Relative Humidity and the Dewpoint Temperature in Moist Air: A Simple Conversion and Applications. Bull. Amer. Meteor. Soc. 86, 225–234. https://doi.org/10.1175/BAMS-86-2-225

Mchirgui, W., 2012. Modélisation des transferts hydriques dans les milieux poreux partiellement saturés par homogénéisation périodique : Application aux matériaux cimentaires (phdthesis). Université de La Rochelle.

Monteith, J.L., Unsworth, M.H., 2013. Principles of environmental physics: plants, animals, and the atmosphere, 4th ed. ed. Elsevier/Academic Press, Amsterdam ; Boston.

Pruppacher, H.R., Klett, J.D., 2010. Microphysics of Clouds and Precipitation, Atmospheric and Oceanographic Sciences Library. Springer Netherlands, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-0-306-48100-0

Rabbani, H.S., Zhao, B., Juanes, R., Shokri, N., 2018. Pore geometry control of apparent wetting in porous media. Sci Rep 8, 15729. https://doi.org/10.1038/s41598-018-34146-8

Salahshoor, S., Fahes, M., Teodoriu, C., 2018. A review on the effect of confinement on phase behavior in tight formations. Journal of Natural Gas Science and Engineering 51, 89–103. https://doi.org/10.1016/j.jngse.2017.12.011

Scherer, G.W., 1990. Theory of Drying. Journal of the American Ceramic Society 73, 3–14. https://doi.org/10.1111/j.1151-2916.1990.tb05082.x

Shardt, N., Elliott, J.A.W., 2018. Isobaric Vapor–Liquid Phase Diagrams for Multicomponent Systems with Nanoscale Radii of Curvature. J. Phys. Chem. B 122, 2434–2447. https://doi.org/10.1021/acs.jpcb.8b00167

Shi, Z., Zhang, Y., Liu, M., Hanaor, D.A.H., Gan, Y., 2018. Dynamic contact angle hysteresis in liquid bridges. Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects 555, 365–371. https://doi.org/10.1016/j.colsurfa.2018.07.004

Skinner, L.M., Sambls, J.R., n.d. THE KELVIN EQUATION--A REVIEW.

Slider, H.C., 1983. Worldwide practical petroleum reservoir engineering methods. Second edition.

Tanaka, H., Iiyama, T., Uekawa, N., Suzuki, T., Matsumoto, A., Grün, M., Unger, K.K., Kaneko, K., 1998. Molecular mechanism of capillary condensation of acetonitrile vapor on MCM-41 with the aid of a time-correlation function analysis of IR spectroscopy. Chemical Physics Letters 293, 541–546. https://doi.org/10.1016/S0009-2614(98)00819-7

Thomson, W., 1871. LX. *On the equilibrium of vapour at a curved surface of liquid*. The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science 42, 448–452. https://doi.org/10.1080/14786447108640606

Vargaftik, N.B., Volkov, B.N., Voljak, L.D., 1983. International Tables of the Surface Tension of Water. Journal of Physical and Chemical Reference Data 12, 817–820. https://doi.org/10.1063/1.555688

Yang, L., He, J., Shen, Y., Li, X., Sun, J., Czajkowsky, D.M., Shao, Z., 2016. Nanoscopic characterization of the water vapor-salt interfacial layer reveals a unique biphasic adsorption process. Sci Rep 6, 31688. https://doi.org/10.1038/srep31688

Yuan, L., Takada, S., Fukui, K., 2024. Study on mold and condensation risks after vacancy of residential space with walls in contact with the ground. Journal of Building Engineering 89, 109300. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.109300

De l'évaluation expérimentale à la simulation du comportement hygrothermique à l'échelle d'une brique de béton de chanvre

Saliha Benkhalla[1,2], Florence Collet[1], Sana Khaled[1,3], Nancy Hamieh[1], Marjorie Bart[1], Amina Meslem[1], Christophe Lanos[1]

[1] *Univ Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique, 3 rue du Clos Courtel, 35704 Rennes.*

[2] *Université Mohammed 6 Polytechnique, Lot 660, Hay Moulay Rachid, 43150 Benguerir, Maroc.*

[3] *Laboratoire de Mécanique, Multiphysique, Multiéchelle Lamcube, École Centrale de Lille, 59650 Villeneuve-d'Ascq*

RESUME La Chaire Rénovation Energétique des Bâtiments s'inscrit dans les objectifs de réduction de l'empreinte carbone des bâtiments via leur rénovation. Elle a pour objectif de montrer l'efficacité de diverses solutions techniques en vue d'aboutir à la massification de leur usage. Les matériaux bio-sourcés s'inscrivent dans ces solutions techniques à travers leurs caractéristiques hygrothermiques contribuant à la performance des enveloppes et au confort des ambiances intérieures. Après avoir observé, compris et mis en valeur les phénomènes liés aux transferts hygrothermiques se produisant dans de tels matériaux, il convient désormais d'offrir aux bureaux d'études des outils pertinents et accessibles pour leur prise en compte précise. Les outils commerciaux s'appuient sur des modèles basiques ne prenant pas en compte les phénomènes complexes des transferts hygriques tels que l'hystérésis ou la cinétique de sorption. Il s'agit ici d'envisager une autre façon d'intégrer ces phénomènes complexes, en ayant recours à une identification des paramètres hygriques à partir de mesures en régime dynamique associées à une méthode inverse. Les paramètres identifiés sont utilisés en entrée d'un code commercial et permettent une très bonne prédiction de la réponse hygrique sur l'épaisseur d'une brique de béton de chanvre sous sollicitation dynamique.

Mots-clefs méthode inverse, isotherme de sorption, facteur de résistance à la vapeur, MBV, Wufi

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

La Chaire Rénovation Energétique des Bâtiments de la Fondation Université de Rennes a mis en place un parement en béton de chanvre dans une salle de classe de l'IUT Génie Civil Construction Durable de Rennes. L'objectif de ce parement est de contribuer de façon passive à la régulation de l'ambiance intérieure de la salle de classe grâce à un effet tampon hygrique. Ce parement est donc instrumenté sur l'épaisseur afin de mesurer sa réponse hygrothermique aux sollicitations ambiantes (Collet et al., 2023). Il s'agira également de simuler le comportement hygrothermique de ce parement en conditions réelles.

Dans l'objectif de massifier le recours à de telles solutions, il est nécessaire de pouvoir valoriser correctement le comportement hygrothermique des matériaux bio-sourcés en le simulant avec des outils utilisables dans les bureaux d'études. L'outil sélectionné ici est le logiciel Wufi Pro 6.5®, basé sur le modèle de Künzel (Künzel, 1995), et où la caractérisation hygrique dans le domaine hygroscopique repose sur une branche de sorption unique et un facteur de résistance à la diffusion de vapeur constant ou variable sur le domaine. De façon générale, les codes basés sur le modèle de Künzel décrivent relativement bien la réponse hygrique d'un point de vue qualitatif mais conduisent à des réponses amplifiées et/ou déphasées. L'introduction de la prise en compte de l'hystérésis et d'une cinétique de sorption dans les modèles développés en laboratoire permet alors une simulation plus juste de la réponse hygrique des parois (Johannesson et Nyman, 2010) (Lelièvre et al., 2014) (Aït Oumeziane et al., 2014) (Reuge et al., 2021). Toutefois, ces méthodes sont trop complexes et lourdes pour être utilisées en bureau d'études.

Par ailleurs, la diffusivité hygrique calculée à partir des données de régime permanent diffère de celle issue de données en régime dynamique. Le recours à des données issues de mesures en régime dynamique en alimentation des codes de simulation pourrait permettre une meilleure performance dans la prédiction des réponses hygriques.

Cet article a pour objectif d'évaluer l'aptitude du logiciel Wufi Pro 6.5® à produire une simulation acceptable du comportement hygrothermique du béton de chanvre en utilisant en données d'entrée l'isotherme d'adsorption et le facteur de résistance à la vapeur identifiés à l'aide de la méthode inverse développée au LGCGM (Khaled, 2023). Après détermination de ces données, un essai de type MBV est alors réalisé, en conditions contrôlées, sur des briques instrumentées sur l'épaisseur, en température et en humidité relative. Les cinétiques de pression de vapeur simulées numériquement aux différentes positions sont alors confrontées aux cinétiques expérimentales.

II. PRESENTATION DU BETON DE CHANVRE UTILISE ET DE SES PROPRIETES MULTIPHYSIQUES

Le béton de chanvre considéré est un produit commercial, il s'agit des briques MULTICHANVRE de dimensions 60 × 30 × 10 cm³. Les caractéristiques de ces briques sont répertoriées dans le tableau 1 qui regroupe les données fabricant et celles mesurées. L'ambiance du laboratoire est régulée à 23 °C, mais n'est pas contrôlée en humidité relative. Le séchage est réalisé en étuve à 60 °C. La porosité est calculée à partir de la mesure de la masse volumique apparente et de la masse volumique réelle mesurée au pycnomètre. La conductivité thermique est mesurée avec un fil chaud de 5 cm, selon la méthode présentée dans (Collet and Pretot, 2014).

TABLEAU 1. Propriétés physiques de la brique commerciale MULTICHANVRE

	Données Fournisseur	**Mesure en laboratoire**
Masse volumique [kg.m^{-3}]	360 (conditions non fournies)	Ambiance : 310 ± 7 Sec : 301 ± 11
Porosité [%]	-	84
Conductivité thermique au point sec [W/(m.K)]	-	0.090
Résistance thermique [m².K.W^{-1}]	1.5	1.0

La caractérisation hygrique repose sur la réalisation d'un essai MBV permettant la mesure de la valeur MBV ainsi que l'identification de l'isotherme de sorption et du facteur de résistance à la vapeur par méthode inverse.

Le protocole utilisé pour la mesure de la valeur MBV est basé sur le protocole défini par le NORDTEST Project (Rode et al., 2005). Les échantillons utilisés sont des cubes de 10 cm d'arrête. Ils sont étanchés sur toutes les faces sauf la surface d'échange. Après stabilisation à (23 °C ; 50 %HR), ils sont soumis à des cycles d'humidité (8 heures à 75 %HR suivies de 16 heures à 33 %HR), avec une vitesse d'air autour de 0.1 m/s. Ici, préalablement à la stabilisation, les échantillons sont séchés en vue de déterminer leur teneur en eau initiale. La valeur MBV est le rapport de la variation de masse au cours de la phase d'adsorption / de désorption au produit de la surface d'échange et de l'écart entre les humidités relatives hautes et basses. Pour chaque échantillon, la valeur MBV est la moyenne des valeurs obtenues sur les trois derniers cycles. L'essai est répété sur trois échantillons. La valeur MBV du matériau est la moyenne des valeurs obtenues sur les trois échantillons. La figure 1 présente l'évolution de l'humidité relative et de la masse de l'échantillon HC-16 à titre d'exemple au cours des cycles. Les pics d'humidité relative correspondent aux ouvertures des portes lors des pesées. L'humidité relative haute moyenne est de 70.8 %, l'humidité relative basse moyenne est de 29.0 %. La valeur MBV moyenne mesurée sur les trois échantillons est de 2.29 g/(m².%HR), avec un écart-type de 0.09 g/(m².%HR).

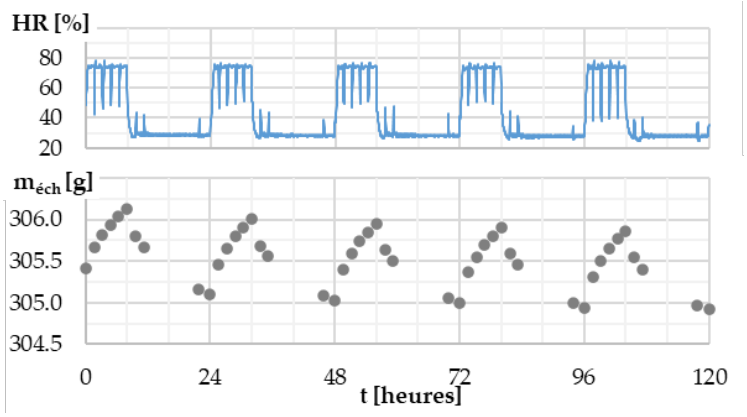
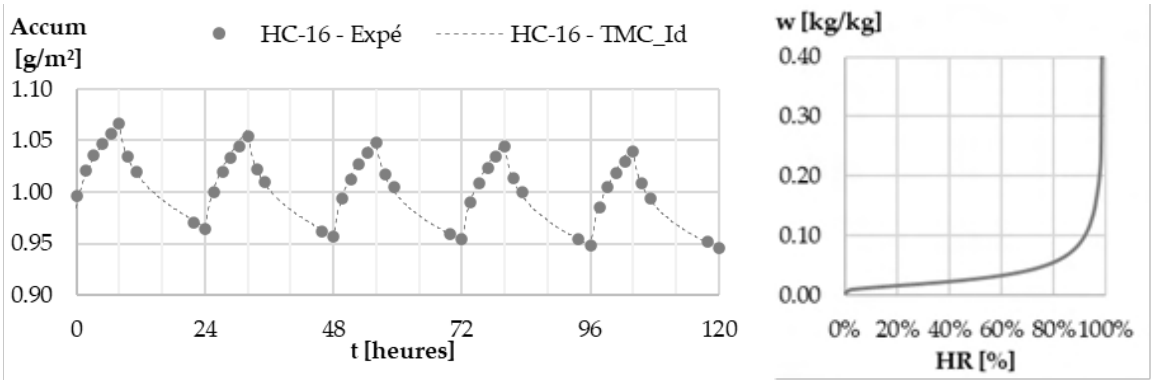


FIGURE 1. Evolution de l'Humidité Relative et de la masse de l'échantillon HC-16 lors de l'essai MBV

Les isothermes de sorption et la perméabilité à la vapeur sont identifiées en utilisant la méthode inverse développée dans (Khaled, 2023). La cinétique d'accumulation d'eau par unité de surface lors de l'essai MBV est simulée avec le code TMC intégrant l'hystérésis (Oumeziane et al., 2014). L'isotherme de sorption et la perméabilité à la vapeur sont identifiées en minimisant l'écart entre la cinétique simulée et la cinétique expérimentale avec le solveur lsqcurvefit de MATLAB. La figure 2(a) montre le très bon ajustement de la cinétique simulée à l'issue de l'identification des paramètres à la cinétique expérimentale. La branche d'adsorption identifiée est présentée figure 2(b). La perméabilité à la vapeur d'eau est de 1.026×10^{-10} kg/(m.s.Pa), soit un facteur de résistance à la vapeur d'eau de 1.91. Les isothermes de sorption sont comparables à la littérature et le facteur de résistance à la vapeur est légèrement inférieur car il s'agit d'un facteur apparent (Lelièvre et al., 2014) (Latif et al., 2015) (Collet et al., 2013).



(a) (b)

FIGURE 2. Identification des paramètres hygriques à partir des cinétiques d'accumulation d'eau au cours de l'essai MBV – (a) cinétique expérimentale (HC-16-Expé) et cinétique simulée à l'issue de l'identification (HC-16- TMC_Id), (b) Branche d'adsorption du béton de chanvre identifiée

III. ETUDE EXPERIMENTALE DE LA REPONSE DES BRIQUES DE BETON DE CHANVRE A DES SOLLICITATIONS HYGRIQUES CYCLIQUES

A. Présentation de l'étude expérimentale

Cette étude a pour objectif d'étudier la réponse du béton de chanvre, à l'échelle des briques, à des sollicitations hygriques cycliques. Les consignes visées sont les mêmes que celles de l'essai MBV : après stabilisation à (23 °C, 50 %HR) sans séchage préalable, des cycles d'humidité relative de 8 heures à 75 %HR, suivies de 16 heures à 33 %HR sont répétés. L'essai est réalisé au sein de l'enceinte QUALIDIF de dimensions L = 3.5 m × l = 3.5 m × h = 2.5 m, dont l'ambiance est régulée par une Centrale de Traitement d'Air. La vitesse est contrôlée pour être autour de 0.1 m/s au voisinage de la surface d'échange des briques. L'ambiance est enregistrée à proximité par des capteurs ARANET 4.

Six briques sont sélectionnées sur la base de leur masse volumique apparente pour être représentatives (moyenne du lot sélectionné : 312 kg/m^3, écart-type : 7 kg/m^3). Trois sont utilisées pour réaliser un essai MBV classique et trois pour un suivi instrumenté. La figure 3 présente une vue d'ensemble du banc expérimental et le détail de l'instrumentation d'une brique. Conformément aux recommandations pour la réalisation des essais MBV sur de petits échantillons, seule la surface d'échange est laissée libre, toutes les autres surfaces sont étanchées par deux couches croisées de scotch aluminium. Trois briques (HC_REB-2, 4 et 6) font l'objet d'un suivi massique, avec une balance Sartorius LP 8200 S, afin de calculer la valeur MBV et de la comparer à la valeur mesurée sur les échantillons de 10 × 10 × 10 cm^3. Les trois autres briques (HC_REB-1, 3 et 5) sont instrumentées sur l'épaisseur avec des sondes SHT 35 préalablement vérifiées avec des solutions salines. Sur la plage de mesure, la précision des sondes SHT 35 est de 0.2 °C et 1.5 %HR. Ces sondes sont placées à différentes profondeurs par rapport à la surface d'échange en perçant la brique par le bord supérieur, puis en comblant le trou autour de la sonde avec des débris de briques avant d'étancher. La taille de la sonde est de l'ordre de celle d'une chènevotte et celle du trou est légèrement supérieure, tout en restant inférieure à la dimension

caractéristique du Volume Elémentaire Représentatif. Les positions sont repérées par rapport à la face arrière, la position 7.5 cm correspond à 2.5 cm de profondeur par rapport à la surface d'échange. Le pas d'acquisition sélectionné est de 3 minutes. La pression de vapeur est calculée à partir de la température T et de l'humidité relative HR selon l'équation utilisée dans Wufi (WUFI, 2022) :

$$P_v = \mathrm{HR} \times 610.78\ exp\left(17.08\frac{T}{234.18+T}\right) \quad (1)$$

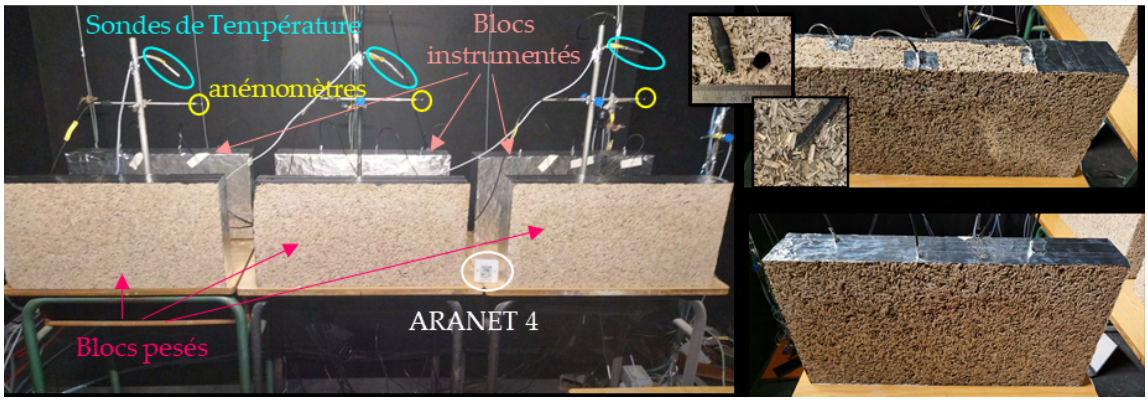


FIGURE 3. Essai de sollicitations hygriques cycliques dans l'enceinte climatisée QUALIDIF – haut : vue d'ensemble, bas : instrumentation d'une brique

B. Résultats expérimentaux

La figure 5 présente l'évolution de la température et de l'humidité relative au cours des cycles. Du fait du changement d'échelle, celles-ci sont moins bien maîtrisées que lors des essais en armoire climatique à l'échelle de l'échantillon. La température est comprise entre 21.1 et 23.9 °C, avec une valeur moyenne de 22.3 °C et un écart-type de 0.5 °C. Durant les phases d'adsorption, l'humidité relative moyenne est de 71.9 ± 4.8 %, ce qui est comparable au palier haut obtenu lors des essais à l'échelle de l'échantillon. Durant les phases de désorption, l'humidité relative moyenne est de 52.6 ± 4.5 %, ce qui est plus élevé que le palier bas obtenu lors des essais à l'échelle de l'échantillon. Bien que les sollicitations hygriques appliquées ne soient pas rigoureusement les mêmes, elles se situent dans le même domaine de capacité hygrique du béton de chanvre utilisé.

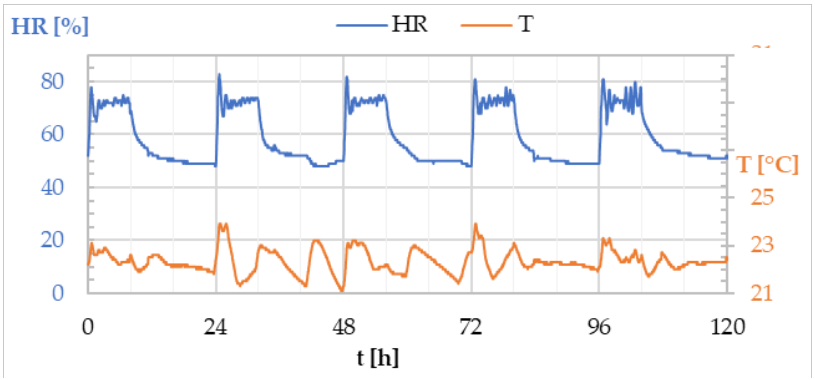


FIGURE 4. Température et humidité relative ambiante au cours des cycles hygriques

La figure 5 présente les cinétiques de variation de masse par rapport au point initial des cycles. Les résultats obtenus pour les trois briques sont très proches tout au long des cycles. Les coefficients de variation (rapport de l'écart-type à la moyenne) sur les variations de masse entre les trois briques sont inférieurs à 3 % au cours des phases d'adsorption et à 4 % au cours des phases de désorption. Le critère de stabilité des cycles, avec des écarts sur les variations de masse inférieurs à 5 % sur les trois derniers cycles, n'est pas atteint du fait de la précision de la régulation de l'ambiance Toutefois, le coefficient de variation de la valeur MBV au cours des trois derniers cycles est compris entre 2.1 % pour la brique 2 et 5.5 % pour la brique 3. La valeur MBV des briques calculée à partir de la moyenne sur les trois derniers cycles pour les trois briques est de 2.24 ± 0.04 g/(m².%HR). Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus à l'échelle des échantillons, bien que la plage d'humidité relative parcourue soit légèrement différente, la capacité hygrique sur les plages d'humidité explorées restant quasi-constante.

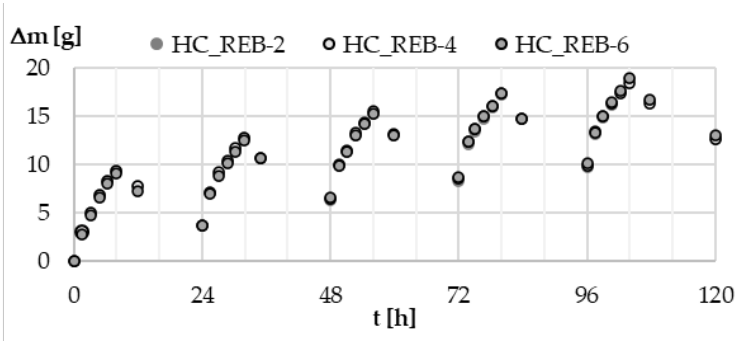


FIGURE 5. Variation de masse par rapport à la masse initiale des cycles

La figure 6 présente l'exemple des cinétiques de température et d'humidité relative ambiantes et au sein de la brique HC_REB-1 aux différentes positions. Les variations de température ambiante se répercutent sur toute l'épaisseur de la brique. Durant les phases d'adsorption, l'augmentation de température est amplifiée en lien avec les échanges de chaleur associés aux phénomènes de sorption. Les cycles d'humidité relative montrent un faisceau ascendant au cours des premiers cycles, qui se stabilise aux cycles suivants. L'amplitude d'humidité relative au cours d'un cycle est amortie avec la distance à la surface d'échange. A 2.5 cm de profondeur (HC_REB-1_7.5 cm), l'amplitude au cours d'un cycle est de l'ordre de 8 %HR ; à 5 cm de profondeur (HC_REB-1_5 cm), elle est d'environ 3 %HR.

La figure 7 présente les cinétiques de pression de vapeur aux différentes positions pour les trois briques. Les réponses hygriques présentent une bonne répétabilité entre les trois briques, avec quelques écarts qui peuvent être attribués à la précision de la position de la sonde dans la brique, voire un mauvais remplissage du trou pour la sonde HC_REB-5_2.5 cm. En effet, sa réponse est particulièrement proche de la sonde HC_REB-5_5 cm. Si le percement pour le passage de la sonde est mal comblé, la vapeur d'eau se diffuse beaucoup plus facilement dans cette zone conduisant à une réponse équivalente à celle obtenue plus près de la surface d'échange. Les allures des cinétiques de pression de vapeur résultent du couplage de celles de température et d'humidité relative. Les cycles de 8 heures en adsorption / 16 heures en désorption s'illustrent par des phases de pression de vapeur croissantes-décroissantes. Les augmentations secondaires de pression de

vapeur en fin des phases d'adsorption sont liées aux augmentations de température ambiante. En fin de phase de désorption, la pression de vapeur à 5 cm de la surface d'échange rejoint la valeur de celle à 7.5 cm (HC_REB-1_2.5 cm).

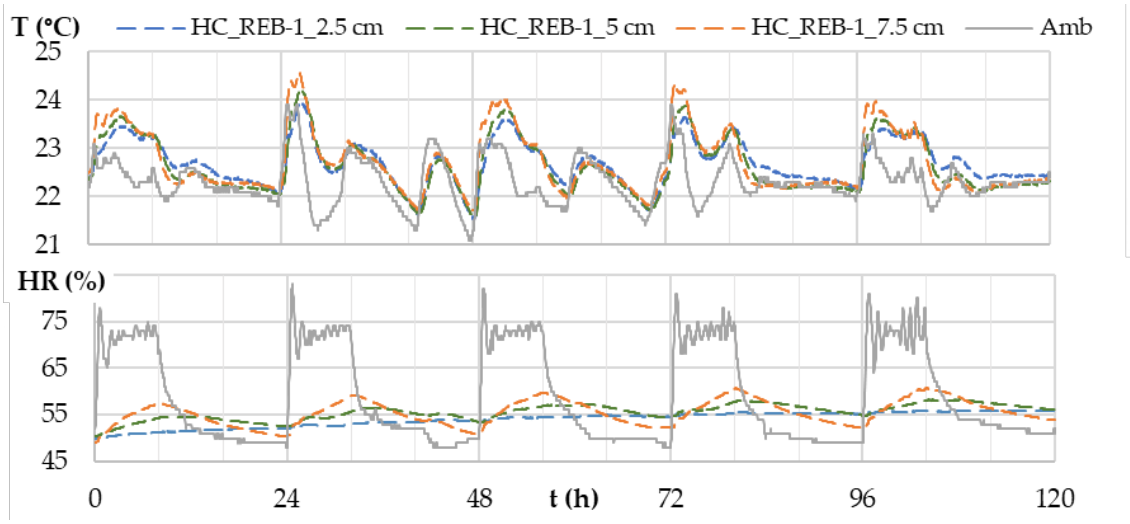


FIGURE6. Cinétiques de température et d'humidité relative au sein de la brique HC_REB-1 aux différentes positions par rapport à la surface d'échange 2.5, 5 et 7.5 cm et en ambiance

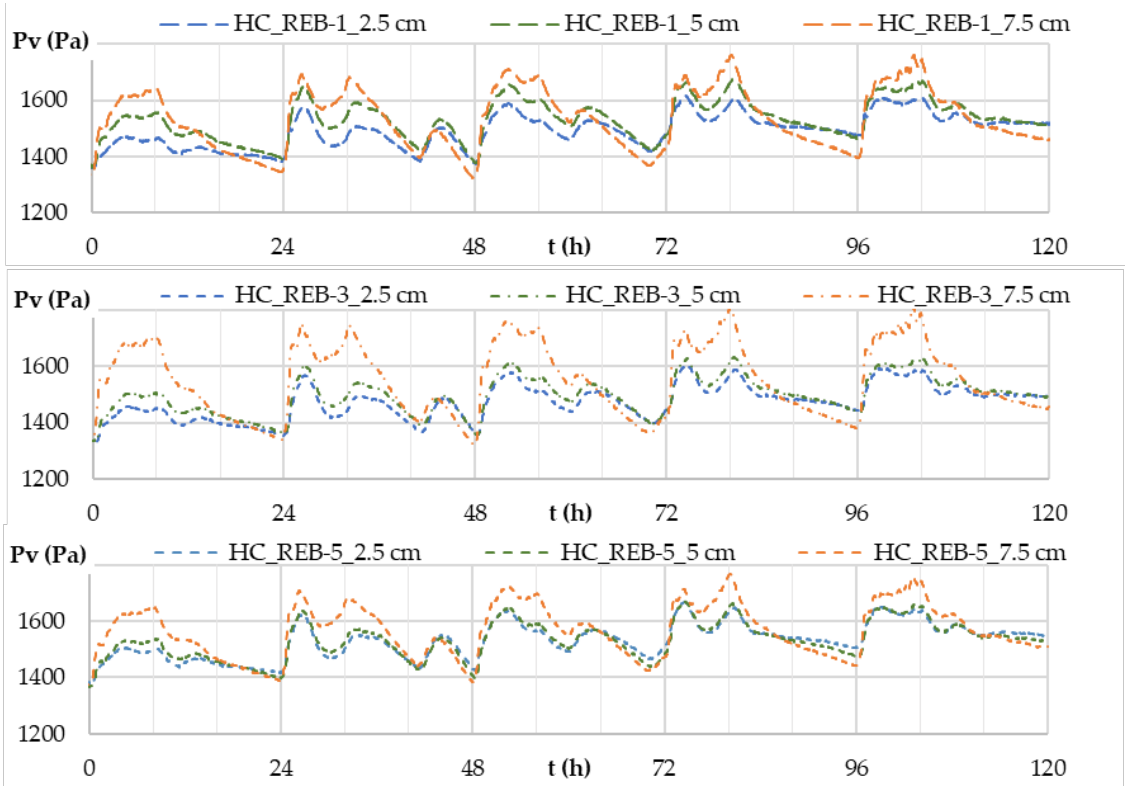


FIGURE 7. Cinétique de pression de vapeur au sein des briques HC_REB-1, HC_REB-3 et HC_REB-5 aux différentes positions par rapport à la surface d'échange 2.5, 5 et 7.5 cm

IV. SIMULATION NUMERIQUE DE LA REPONSE DES BRIQUES DE BETON DE CHANVRE AUX SOLLICITATIONS HYGRIQUES CYCLIQUES

A. Présentation de l'étude numérique

Le logiciel sélectionné pour simuler le comportement hygrothermique des briques de béton de chanvre est le logiciel WUFI Pro 6.5® car il est utilisé dans certains bureaux d'études. Ce logiciel prend en compte la conduction, le stockage de chaleur, la diffusion de vapeur, le transfert liquide, le stockage d'humidité et l'échange de chaleur latente. WUFI Pro 6.5® est basé sur le modèle de Künzel (Künzel, 1995) où les processus relatifs au transfert de chaleur et d'humidité sont donnés par deux équations aux dérivées partielles (2) et (3) ayant pour potentiels moteurs la température et l'humidité relative.

$$\frac{\partial W}{\partial \varphi}.\frac{\partial \varphi}{\partial t} = \nabla.(D_\varphi \nabla\varphi + \delta_p \nabla(\varphi.P_{sat})) \quad (2)$$

$$\frac{\partial H}{\partial T}.\frac{\partial T}{\partial t} = \nabla.(\lambda \nabla T) + h_v.\nabla.(\delta_p \nabla(\varphi.P_{sat})) \quad (3)$$

où $\partial W/\partial\varphi$ est la capacité hydrique du matériau (kg/m³), $\partial H/\partial T$ la capacité thermique du matériau (J/(m³.K)), h_v la chaleur latente d'évaporation de l'eau (J/kg), λ la conductivité thermique du matériau (W/(m.K)), T la température (°C), t le temps (s), D_φ: coefficient de transport liquide du matériau (kg.m/ s), δ_p la perméabilité à la vapeur du matériau (kg/ (m.s.Pa)), P_{sat} la pression partielle de vapeur saturante de la vapeur d'eau dans l'air (Pa), W la teneur en eau volumique (kg/m³), φ l'humidité relative (-). Dans cette étude, le transfert liquide est négligé du fait des conditions ambiantes inférieures à 80 %HR.

Les propriétés du béton de chanvre considérées pour l'étude sont celles présentées dans la section II. Pour les propriétés manquantes, telles que la chaleur massique ou le coefficient de diffusion liquide, les données du béton de chanvre « Hanf-kalk-Dammung » de la bibliothèque Wufi sont considérées.

Les conditions aux limites correspondent de part et d'autre à l'enregistrement de l'ambiance au cours de l'essai. Les conditions initiales correspondent aux profils de température et d'humidité relative mesurées en fin de phase de stabilisation.

La configuration géométrique, de l'extérieur à l'intérieur, comprend une couche d'étanchéité BARRIER ALU et une couche de béton de chanvre de 10 cm d'épaisseur. Le maillage utilisé est un maillage resserré à proximité des surfaces (figure 8). Trois moniteurs sont placés au centre des mailles les plus proches des positions expérimentales. Le calcul est mené avec un pas de temps de 3 minutes. La résistance superficielle d'échange de chaleur considérée est de 0.125 m².K/W et le coefficient de transfert de vapeur superficiel est de 2.2 10-8 kg/(m².Pa).

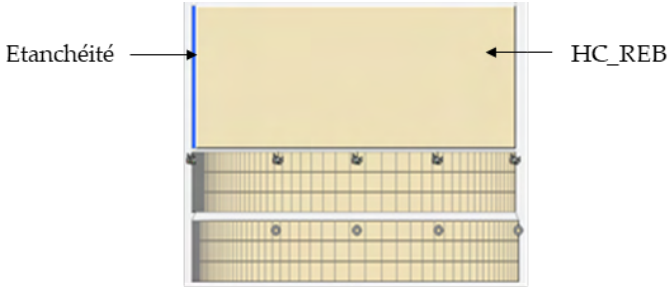


FIGURE 8. **Configuration géométrique et maillage**

Les résultats sélectionnés en sortie comprennent, à chaque pas de temps, les conditions ambiantes (pour vérification), le flux d'humidité à la surface d'échange, la température, l'humidité relative et la pression de vapeur au niveau des moniteurs.

B. Simulation essai MBV instrumenté

La figure 9 donne l'évolution de l'humidité relative ambiante au cours du temps ainsi que la variation de masse par rapport au début des cycles et rapportée à la surface, pour les trois échantillons et la simulation. Les cinétiques numériques décrivent correctement les cinétiques expérimentales d'un point de vue qualitatif. D'un point de vue quantitatif, les prises de masse à l'issue des phases d'adsorption sont surestimées et conduisent à une dérive du faisceau de prise de masse surfacique. La valeur MBV calculée à partir des simulations est surestimée : 3.08 g/(m².%HR) contre 2.24 g/(m².%HR) pour les mesures sur les briques. Ces surestimations peuvent être attribuées à la non prise en compte de l'hystérésis dans le modèle.

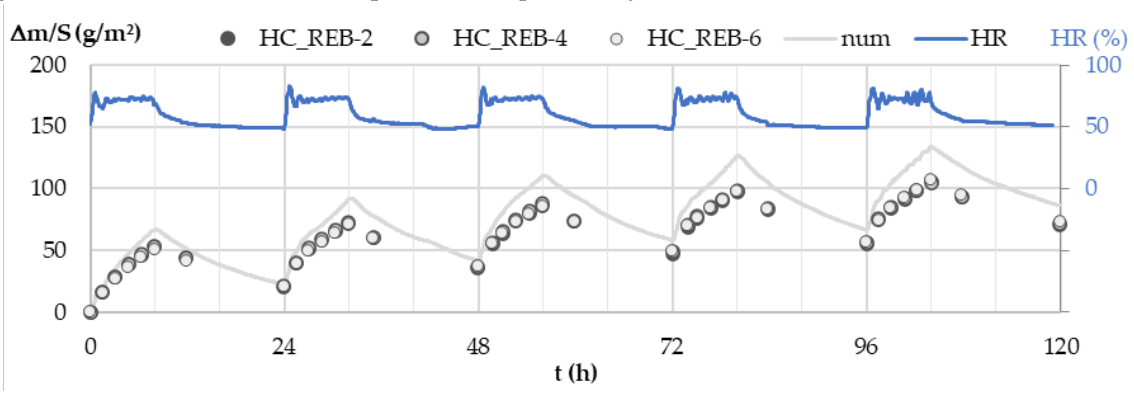


FIGURE 9. **Humidité relative ambiante et variation de masse rapportée à la surface, à partir du début du premier cycle, mesurée sur trois échantillons et simulée numériquement**

La figure 10 donne les cinétiques de pression de vapeur aux différentes positions dans la brique de béton de chanvre obtenues expérimentalement, sur les trois briques, et numériquement. Les résultats numériques s'inscrivent parfaitement dans les résultats expérimentaux aussi bien en termes d'amplitude que de dynamique de variation. Cela est souligné par les coefficients de corrélation R^2 élevés, entre 0.943 et 0.988, récapitulés dans le tableau 2. Ces coefficients sont calculés entre les points expérimentaux et les simulations dont les positions diffèrent légèrement,

comme rappelé dans le tableau. Il semble donc que le recours à une isotherme de sorption et à une valeur de facteur de résistance à la vapeur identifiés par méthode inverse permet de simuler une réponse hygrique représentative (champs de température et champ d'humidité relative) bien qu'une légère dérive de la teneur en eau soit associée.

TABLEAU 2. Coefficient de corrélation R^2 entre les pressions de vapeur expérimentales et les pressions de vapeur simulées

Position expé/num	2.5 / 2.58 cm	5.0 / 5.06 cm	7.5 / 7.57 cm
HC_REB-1	0.982	0.943	0.981
HC_REB-3	0.980	0.970	0.953
HC_REB-5	0.983	0.977	0.988

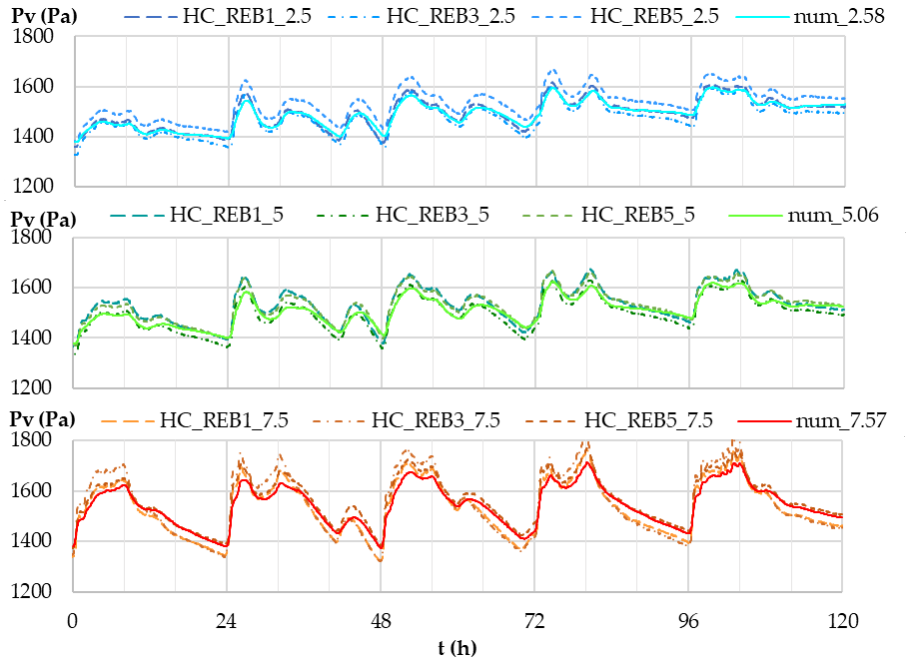


FIGURE 10. Pressions de vapeurs expérimentales et numérique à différentes profondeurs

V. CONCLUSION

Cette étude, menée dans le cadre de la Chaire Rénovation Energétique des Bâtiment de la Fondation Université de Rennes, montre que le logiciel Wufi Pro 6.5 ® permet de simuler précisément les cinétiques de pression de vapeur à différentes positions dans une brique de béton de chanvre soumise à des sollicitations hygriques dynamiques en utilisant l'isotherme de sorption et le facteur de résistance à la vapeur d'eau identifiés par méthode inverse.

Dans un premier temps, la masse volumique, la porosité et la conductivité thermique du béton de chanvre sont déterminées selon des protocoles expérimentaux usuels. La détermination de l'isotherme de sorption et de la perméabilité à la vapeur apparentes sont réalisées avec la méthode inverse développée au LGCGM. Celle-ci repose sur la cinétique d'accumulation d'eau lors de l'essai MBV.

L'étude expérimentale menée ensuite à l'échelle de briques de béton de chanvre conduit à des valeurs MBV comparables à celles mesurées à l'échelle de l'échantillon et produit des mesures de cinétiques de température, d'humidité relative et de pression de vapeur à différentes positions dans les briques soumises à des sollicitations hygriques dynamiques.
La simulation de cet essai sur Wufi Pro 6.5 ® conduit à des cinétiques de pression de vapeur en très bon accord avec les cinétiques expérimentales pour toutes les positions considérées.
Cette validation a été réalisée sur une étude quasi-isotherme à l'échelle d'une brique de béton de chanvre. Il convient désormais d'appliquer cette méthode pour la simulation du comportement hygrothermique du parement en béton de chanvre installé dans le démonstrateur de l'IUT de Rennes. Cela permettra alors de valider pleinement la capacité de Wufi Pro 6.5 ® à simuler le comportement hygrothermique des parois en béton de chanvre selon cette méthode et permettra ainsi d'envisager la massification à son recours pour valoriser au mieux les propriétés hygrothermiques des matériaux bio-sourcés dans le cadre de rénovation ou de bâtiments neufs.

REMERCIEMENTS

Ces travaux sont réalisés dans le cadre de la chaire Rénovation Energétique des Bâtiments de la Fondation Université de Rennes. Les auteurs remercient la Fondation ainsi que tous les partenaires de la Chaire : Groupe Legendre, NGE Bâtiment, Rennes Métropole, Egis, Delta Dore, CETIH-Systovi, Sensing Vision.

Merci également à Tony Hautecoeur, notre technicien de laboratoire, pour sa contribution aux essais expérimentaux.

REFERENCES

Aït Oumeziane, Y., Bart, M., Moissette, S., Lanos, C., (2014). Hysteretic Behaviour and Moisture Buffering of Hemp Concrete. Transp Porous Med 103, 515–533. https://doi.org/10.1007/s11242-014-0314-7

Collet, F., Prétot,S., Meslem, A., Lanos, C. (2023). Chaire Rénovation Energétique des Bâtiments – mise en œuvre d'un parement en béton de chanvre dans un démonstrateur, 41èmes Rencontres lors du Congrès Français de Génie Civil AUGC/AFGC, du 23 au 25 mai 2023, Gif sur Yvette , ENS Paris-Saclay.

Collet, F., Chamoin, J., Pretot, S., Lanos, C. (2013). Comparison of the hygric behaviour of three hemp concretes. Energy Build. 62, 294–303. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2013.03.010

Collet, F., Pretot, S. (2014). Thermal conductivity of hemp concretes: Variation with formulation, density and water content, Constr. Build. Mater., vol. 65, p. 612-619, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.05.039.

Johannesson, B., Nyman, U. (2010). A numerical approach for non-linear moisture flow in porous materials with account to sorption hysteresis. Transp. Porous Med. 84, 735–754

Khaled, S. (2023) Contribution au développement d'une méthode inverse pour la caractérisation hygrique des matériaux de construction, thèse de doctorat, Université de Rennes

Künzel, H. (1995) Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Components, Fraunhofer IRB Verlag, ISBN 3-8167-4103-7, Fraunhofer IBP Stuttgart, Allemagne

Latif, E., Lawrence, M., Shea, A., Walker, P. (2015). Moisture buffer potential of experimental wall assemblies incorporating formulated hemp-lime. Building and Environment 93, 199–209. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2015.07.011

Lelievre, D., Colinart, T., Glouannec, P., 2014. Hygrothermal behavior of bio-based building materials including hysteresis effects: Experimental and numerical analyses. Energy and Buildings 84, 617–627. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2014.09.013

Reuge N, Collet F, Pretot S et al. (2021) Kinetics of sorption in bio-based materials: theory and simulation of a demonstrator wall. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Construction Materials 174(3): 129–139, https://doi.org/10.1680/jcoma.19.00094

Rode, C., Peuhkuri, R.H., Mortensen, L.H., Hansen, K.K., Time, B., Gustavsen, A., Ojanen, T., Ahonen, J., Svennberg, K., Arfvidsson, J. (2005). Moisture buffering of building materials - BYG·DTU R-126.

WUFI Wärme Und Feuchte Instationär software (2022) Available online: https://wufi.de/en/ (29th January 2022).

Modélisation du transfert hydrique dans les géomatériaux :

Application à un tunnel en béton soumis à la fois au séchage et à une surpression de liquide

Aya Rima[1], Laurie Lacarrière[1], Alain Sellier[1], Minh-Ngoc Vu[2]

[1] *Université de Toulouse, UPS, INSA, LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), 135, avenue de Rangueil, 31 077 Toulouse Cedex 04, France*

[2] *Andra, 1-7 rue Jean Monnet, Chatenay Malabry, 92298, France*

RESUME Les structures en béton peuvent passer par des cycles de séchage et de saturation au cours de leur vie. Dans des cas particuliers, tels que les tunnels, les barrages et les pieux, ce phénomène peut se produire fréquemment. Les cycles de séchage et de saturation doivent être pris en compte puisqu'ils affectent négativement le comportement à court et à long terme de la structure. Dans cet article, un modèle de transfert hydrique est proposé pour prédire la migration de l'humidité et le champ de la teneur en eau dans le matériau poreux étudié. Le passage entre les états saturés et non saturés se fait en continu, sans recourir à un modèle classique à trois variables d'état. La pression liquide est utilisée comme la seule variable d'état dans l'équation de transport de l'eau. Le modèle de transfert hydrique est d'abord présenté. La structure souterraine soumise au séchage et à la resaturation est ensuite modélisée afin de démontrer la capacité et la performance du modèle hydrique à prendre en compte simultanément une pression d'eau liquide négative et positive, ce qui n'était pas le cas précédemment, par exemple, dans la formulation classique de Richards. Cet exemple démontre le potentiel du modèle à décrire le transfert d'eau en passant d'un état de séchage à un état de saturation.

Mots-clefs Transfer Hydrique, Saturation, Séchage, Matériau Poreux, Elements Finis

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Il est important de comprendre le comportement des structures tout au long de leur durée de vie. Dans les matériaux poreux tels que le béton et le sol, divers phénomènes physiques peuvent se produire et affecter les propriétés physiques et les performances du matériau de construction. Parmi ces phénomènes, il y a le mouvement de l'eau à l'intérieur du matériau poreux. Ce phénomène peut avoir un effet négatif sur les propriétés du matériau et causer par la suite des problèmes majeurs. Il est donc essentiel de comprendre le transfert d'eau à court et à long terme. Dans cette étude, la coexistence de conditions saturées à pression positive et de conditions non

saturées est prise en compte. En effet, dans certains cas particuliers, tels que les pieux, les barrages et les tunnels, l'état du béton peut évoluer entre des conditions saturées et partiellement saturées, ce qui doit être pris en compte dans le calcul du mouvement de l'eau dans les structures en béton.

Il existe plusieurs études dans la littérature traitant ce type de problème. Philip et De Vries [Philip and De Vries, 1957] et [Luikov, 1975] ont proposé un modèle théorique pour le transfert hydrique dans les matériaux poreux. [Bazant and Thanguthai, 1978] se sont appuyés sur ces travaux pour proposer un modèle mathématique capable de décrire le processus de séchage dans les matériaux cimentaires. Les équations de diffusion non linéaires peuvent également être utilisées pour étudier la migration de l'eau sous un gradient d'humidité. Dans ces modèles, la teneur en eau ou l'humidité relative (HR) peut être choisie comme variable d'état, et les autres variables sont données en fonction de celle-ci. Ces méthodes ont intéressé les chercheurs en raison de leur simplicité de mise en œuvre et de leur facilité d'utilisation [[Bazant and Najjar, 1971], [Mensi et al., 1966],[Xi et al., 1994], [Witasse et al.,2002]]. Les flux de liquide et de vapeur sont combinés en une seule variable d'état (degré de saturation, teneur en eau ou humidité relative), ce qui conduit à une seule équation de conservation de la masse à résoudre. Cette équation prend en compte l'évolution de la perméabilité à l'eau et au gaz à travers un seul coefficient de diffusion équivalent. L'avantage principal de cette méthode est alors d'utiliser une analogie thermique pour résoudre n'importe quel problème de séchage, sans modifier le logiciel. Cependant, ce modèle présente certaines limitations. Le problème principal est que la pression positive du liquide ne peut pas être prise en compte et que la pression du gaz doit être supposée en équilibre avec les conditions aux limites. De ce fait, des modèles plus complexes ont été proposés, en supposant que le transfert d'eau peut se produire sous trois formes (liquide, vapeur et gaz) [[Baroghel-Bouny et al., 1999], [Gawin et al., 1999], [Thiery et al., 2007]]. Ces modèles prennent en compte plusieurs phénomènes qui se produisent lorsque le mouvement de l'eau est modélisé. Cependant, le principal inconvénient de ce dernier type de modèle est que l'utilisation de trois variables d'état conduit à la résolution de trois équations de conservation de la masse couplées. Malgré cet inconvénient majeur, certains codes numériques utilisent cette méthode pour calculer le mouvement de l'eau. Cependant, une modélisation poussée est nécessaire pour mettre en œuvre ces équations.

L'objectif de cette étude est de fournir une formulation compatible avec une analogie thermique, mais sans les limitations mentionnées ci-dessus. Cet article vise à proposer un modèle de transfert d'eau qui n'utilise qu'une seule variable d'état. Contrairement aux formulations précédentes à une seule variable, le modèle est capable de varier entre la pression positive du liquide et le séchage. Les équations de transfert d'eau sont présentées dans la section 2. Dans la section 3, une application à une structure souterraine est réalisée pour démontrer la performance du modèle. Enfin, la section 4 présente les conclusions et les perspectives.

II. MODELE DE TRANSFERT HYDRIQUE

Dans les matériaux poreux, le transport hydrique est contrôlé par l'eau liquide, la vapeur d'eau et la phase d'air sec. Trois équations d'équilibre de masse sont nécessaires pour décrire correctement

le transport de l'eau dans le matériau. L'approche macroscopique est exprimée par les équations de conservation suivantes pour trois variables d'état :

$$\begin{cases} \dfrac{\partial m_l}{\partial t} = -div(\overrightarrow{w_l}) + S_{(v)\to(l)} + S_{(s)\to(l)} \\ \dfrac{\partial m_v}{\partial t} = -div(\overrightarrow{w_v}) - S_{(v)\to(l)} \\ \dfrac{\partial m_a}{\partial t} = -div(\overrightarrow{w_a}) \end{cases} \quad (1)$$

avec m_l, m_v et m_a les masses des trois phases : liquide, vapeur et gaz respectivement. w_l, w_v et w_a les flux massiques de chaque composant. $S_{(v)\to(l)}$ est la quantité de masse échangée par évaporation ou condensation, et $S_{(s)\to(l)}$ est la quantité de masse échangée par changement de phase solide-liquide.

Dans ce travail, la masse d'air sec est supposée négligeable par rapport à la masse de la phase vapeur (bien sûr, cette première hypothèse définira le domaine d'application). Par conséquent, la troisième équation du système 1 peut être négligée. Sur la base des études existantes, des simplifications peuvent être adoptées qui permettent de réduire les deux premières équations de conservation de la masse à une seule, comme suggéré dans les travaux pionniers de [Richards, 1931]. En supposant que les écoulements de liquide et de vapeur s'effectuent en parallèle, l'équation de conservation de la masse unique obtenue est la suivante :

$$\frac{\partial(m_l + m_v)}{\partial t} = -div(\overrightarrow{w_l} + \overrightarrow{w_v}) + S_{(s)\to(l)} \quad (2)$$

La quantité de masse pour les phases liquide et vapeur est donnée en fonction de la densité ρ, du degré de saturation S_l et de la porosité du matériau (Equations (3) et (4)).

$$m_l = \rho_l.\phi.S_l \quad (3)$$

$$m_v = \rho_v.\phi.(1 - S_l) \quad (4)$$

Comme une augmentation de la température est possible, la pression de l'air sec est supposée négligeable par rapport à la pression de vapeur. Dans cette hypothèse, la pression du gaz peut être supposée égale à la seule pression de vapeur p_v. Le flux massique pour chaque phase est supposé être le produit de la densité et de la vitesse de transfert. Il est donné par :

$$\overrightarrow{w_l} = -\rho_l.\frac{k_l}{\eta_l}k_{rl}\,\overrightarrow{grad}(p_l) \quad (5)$$

$$\overrightarrow{w_v} = -\rho_v.\frac{k_g}{\eta_g}k_{rg}\left(1 + \frac{\Gamma}{p_v}\right)\overrightarrow{grad}(p_v) \quad (6)$$

avec ρ_i (i=l, v) la masse volumique de chaque phase, k_i la perméabilité, k_{ri} la perméabilité relative, η_i la viscosité dynamique, and Γ le coefficient de Klinkerberg.

En substituant les équations (3), (4), (5) et (6) dans l'équation (2), trois variables d'état sont nécessaires (p_l, p_v et S_l). Cependant, notre objectif principal est de réduire le nombre de variables d'état à une seule afin de simplifier le calcul, à condition que la pression positive puisse coexister avec le séchage. La pression liquide p_l étant présente dans les deux cas, elle est choisie comme la seule variable d'état du modèle de transport hydrique proposé. Les autres variables sont supposées être des variables internes exprimées en fonction de la pression liquide p_l.

L'équation du bilan hydrique est alors donnée par l'équation (7), où C_l et K_l sont deux coefficients représentant respectivement la capacité et la perméabilité équivalente.

$$C_l \frac{\partial p_l}{\partial t} = div(K_l \overrightarrow{grad}(p_l)) \tag{7}$$

La raison pour laquelle cette formulation n'a pas été utilisée jusqu'à présent est certainement liée au fait que l'expression de p_v en fonction de p_l n'est pas explicite. Ce point sera discuté par la suite.

A. Zone non-saturée

A l'état non saturé, la pression de vapeur p_v est donnée en fonction de la pression de liquide p_l par la loi de Kelvin, dans laquelle la pression de vapeur et la pression de liquide sont en équilibre (Eq. (8)).

$$p_c = p_v - p_l = -\rho_l \frac{RT}{M_v} ln(\frac{p_v}{p_{vs}}) \tag{8}$$

avec p_c la pression capillaire, R la constante des gaz, M_v la masse molaire de l'eau et p_{vs} la pression vapeur à saturation. Cette équation ne pouvant être inversée analytiquement, une autre relation entre p_v et p_l est utilisée (Eq. (9)). Elle est dérivée de la loi de Kelvin, mais sans négliger le volume molaire du liquide.

$$p_v = p_{vs}\, exp((\frac{M_v}{\rho_l RT})(p_l - p_{vs})) \tag{9}$$

Comme la masse d'eau doit être calculée, il est également nécessaire d'utiliser l'isotherme de sorption de l'eau dans les milieux poreux. Par exemple, le degré de saturation peut être donné par l'expression analytique dérivée de [Van Genuchten, 1980] (équation (10)).

$$S_l = [1 + (\frac{p_c}{M_{shr}})^{n_{vgn}}]^{-m_{vgn}} \tag{10}$$

avec n_{vgn} et m_{vgn} les exposants de Van Genuchten et M_{shr} un paramètre tenant compte de l'effet de la température.

Pour la condition non saturée, le terme de capacité C_l de l'équation. (7) devient :

$$C_l = \frac{\rho_l}{k_w}\phi S_l + (\rho_l - \frac{p_v M_v}{RT})\frac{m_{vgn} n_{vgn}}{M_{shr}}\phi[1 + (\frac{p_c}{M_{shr}})^{n_{vgn}}]^{-m_{vgn}-1}(\frac{p_c}{M_{shr}})^{n_{vgn}-1} + \frac{\phi}{\rho_l}(\frac{M_v}{RT})^2(1 - S_l)p_v \tag{11}$$

Le terme de diffusion K_l est également déduit et donné par l'équation suivante :

$$K_l = \rho_l \frac{k_l}{\eta_l} k_{rl} + \frac{1}{\rho_l} \left(\frac{p_v M_v}{RT}\right)^2 \frac{k_g}{\eta_g} k_{rg} \left(1 + \frac{\Gamma}{p_v}\right) \quad (12)$$

B. Zone saturée

Dans un milieu saturé, le transfert hydrique se fait exclusivement par la phase liquide. Par conséquent, seule la pression liquide p_l est prise en compte dans l'équation. Dans ce cas, la pression liquide est donnée comme une fonction de la masse liquide m_l entrant dans le matériau (équation (13)).

$$p_l = k_w \left(\frac{m_l}{\rho_l} - \phi\right) \quad (13)$$

Avec k_w le module de masse de l'eau liquide et ϕ la porosité (supposée constante si le modèle n'est pas couplé au comportement mécanique de la matrice).

En remplaçant la masse liquide dans l'équation (2) par l'expression de l'équation (13), nous obtenons l'expression de la capacité C_l et de la perméabilité équivalent K_l (équations (14) et (15)).

$$C_l = \frac{\rho_l}{k_w} \phi \quad (14)$$

$$K_l = \rho_l \frac{k_l}{\eta_l} \quad (15)$$

L'avantage principal de ces expressions proposées (équations (11), (12), (14), et (15)) est que la continuité est assurée lors du passage d'une zone de pression de liquide positive à une zone de pression négative. Pour plus de détails sur le modèle hydrique, voir [Rima et al., 2023].

Le modèle hydrique proposé peut être utilisé dans un code d'éléments finis grâce à une analogie thermique, comme prévu. Dans notre cas, le logiciel utilisé est [Cast3M, 2022].

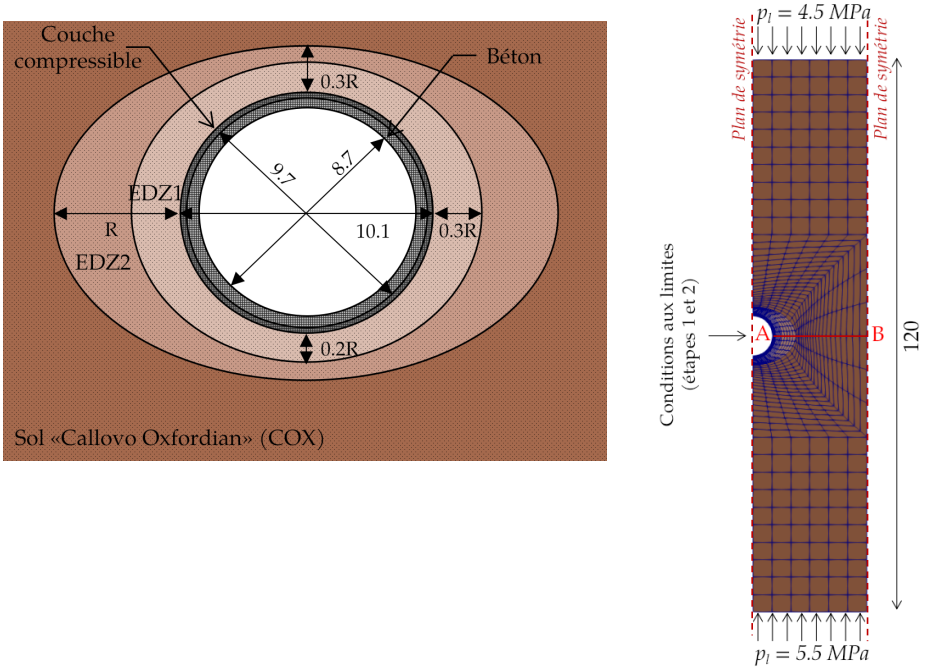
III. SIMULATION NUMERIQUE DY TUNNEL DE STOCKAGE DE DECHETS RADIOACTIFS

A. Description de la géométrie et des conditions aux limites

Après avoir présenté le modèle de transfert hydrique, une prédiction du comportement hydrique d'une structure de stockage de déchets nucléaires est effectuée. Le tunnel étudié est celui proposé par l'Agence Nationale pour la gestion des Déchets RAdioactifs(ANDRA). Le tunnel est constitué de deux couches de béton et est situé à une profondeur de 500 m de la surface du sol. Le béton est entouré d'un sol "Callovo Oxfordien" (COX). L'objectif de cette application est de déterminer l'évolution de la pression liquide dans la structure souterraine, y compris le béton et le sol, pendant sa durée de vie. La couche de béton en contact avec le sol a une épaisseur de 20 cm et joue le rôle d'une couche compressible qui absorbe la convergence du sol avec le temps. Une deuxième couche de béton forme la partie principale du tunnel (voussoir) et a une épaisseur de 50 cm. Son rayon intérieur est de 4,35 m. Après l'excavation, deux zones endommagées (EDZ) de forme elliptique sont observées autour du béton. La géométrie et les dimensions de la structure souterraine sont également illustrées dans la Figure 1a.

En général, plusieurs étapes doivent être distinguées lors de la simulation du transfert hydrique dans un tunnel. Dans cette étude, deux étapes principales sont considérées. La première comprend la phase de construction et l'aération de 100 ans. La deuxième étape est la phase de resaturation du béton et du sol. Ces deux étapes sont détaillées ci-dessous. Les conditions limites hydriques imposées sont présentées dans la Figure 1b. Les conditions aux limites de pression liquide du sol est placée suffisamment loin du tunnel pour ne pas influencer la cinétique du transfert hydrique. Cela signifie qu'elle est choisie de manière à ce que la perturbation du champ de pression liquide initial dans le sol n'atteigne jamais les conditions limites verticales imposées.

Pour l'instant, le modèle hydrique n'est implémenté que dans la version 3-D de Cast3M. Pour cette raison, une petite épaisseur dans la direction longitudinale du tunnel est considérée et un calcul tridimensionnel est effectué. Comme la zone autour de la structure en béton est endommagée, différents paramètres de perméabilité sont supposés pour l'EDZ1, l'EDZ2 et le sol. Les paramètres utilisés pour le modèle de transfert hydrique pour le béton et chaque phase du sol sont présentés dans le tableau 1.



(a) (b)

FIGURE 1. (a) Géométrie et dimensions du tunnel de stockage des déchets radioactifs (b) Conditions aux limites de la structure souterraine (dimensions en m).

TABLEAU 1. Paramètres hydriques donnés par l'ANDRA

Paramètre	Béton	EDZ1	EDZ2	Sol
Ø (-)	0.135	5.6	4.5	4.2
k_i (m^2)	9.59e-18	9.59e-17	9.59e-19	9.59e-21

k_g (m^2)	1.5e-17	9.59e-14	9.59e-16	9.59e-20
M_{shr0} (MPa)	19.6	17.7	17.7	17.7
m_{vgn} (-)	0.33	0.34	0.34	0.34
n_{vgn} (-)	1.5	1.52	1.52	1.52

B. Résultats numériques

Etape 1: Mise en place du béton - 100 ans (séchage)

Comme le tunnel n'est pas fermé à ce stade, un phénomène d'aération se produit. Dans la zone excavée, l'humidité relative (HR) est de 50 %. Cette humidité relative correspond à une pression liquide égale à -93 MPa à une température constante de 20°C. Après l'excavation, le sol est perturbé, ce qui entraîne une valeur négligeable de la pression liquide dans la zone endommagée (EDZ1 et EDZ2). Initialement, on suppose que p_l dans le béton est nulle puisqu'elle est négligeable par rapport à la valeur dans la zone excavée.

L'eau présente dans les pores du béton et du sol est attirée vers la zone d'excavation en raison de la différence de pression entre la zone ventilée et la structure. L'eau interstitielle s'évapore, ce qui entraîne une désaturation du tunnel et du sol qui l'entoure, ainsi qu'une diminution de la pression de liquide (séchage).

L'évolution de la pression liquide en fonction du temps est présentée dans la figure 2. Après un an, la désaturation du béton et des deux EDZ est importante. Ensuite, cette désaturation progresse lentement pour atteindre la zone non endommagée du sol. Au cours du temps, le gradient de pression liquide dans l'EDZ1 tend vers zéro en raison de sa forte perméabilité. Ce gradient augmente dans l'EDZ2 ainsi que dans la zone non endommagée. Avec le temps, la désaturation se poursuit. A 100 ans, la pression liquide dans le béton est presque égale à la pression liquide imposée dans la zone de ventilation.

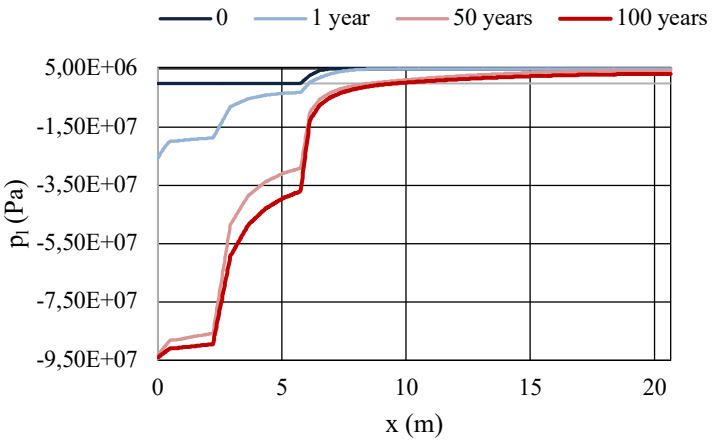


FIGURE 2. Évolution de la pression liquide pl le long de la ligne AB (étape 1).

Etape 2: 100 ans - resaturation

Après 100 ans, la ventilation s'arrête et la resaturation de la structure souterraine commence. La condition précédente de 50 % d'humidité relative se transforme en un flux nul. En conséquence, la pression liquide dans le béton et le sol augmente. Une étude quantitative est réalisée pour déterminer le temps nécessaire pour atteindre un nouvel équilibre. La figure 3 montre que le temps nécessaire pour que la pression devienne positive est d'environ 7143 ans. 18000 ans sont nécessaires pour retrouver la pression liquide naturelle souterraine de 5 MPa le long de la ligne horizontale AB. La structure est alors entièrement resaturée.

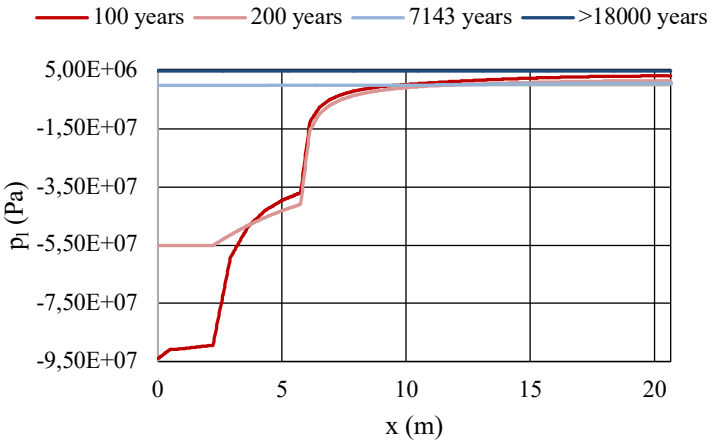


FIGURE 3. Évolution de la pression liquide pl le long de la ligne AB (étape 2).

IV. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Dans cet article, un modèle de transfert hydrique présentant une analogie avec l'équation de transfert de chaleur est proposé pour les matériaux poreux soumis à des pressions d'eau négatives et positives. Dans ce modèle, seule la pression de l'eau liquide est choisie comme variable d'état et toutes les autres variables et coefficients sont donnés en fonction de cette variable. La pression de l'eau liquide est utilisée puisque, contrairement à la pression de vapeur, au degré de saturation et à la teneur en eau, elle existe dans les deux cas : dans les zones de pression positive et dans la zone non saturée. Cela présente l'avantage d'assurer une continuité lors du passage entre les conditions aux limites de surpression et de séchage. La pression de vapeur et le degré de saturation sont exprimés en fonction de la pression de liquide à l'aide de lois thermodynamiques. L'hypothèse principale est que la pression de l'air sec peut être négligée par rapport à la pression de vapeur, ce qui est raisonnable tant que le milieu poreux n'est pas trop sec. Une méthode pour vérifier cette hypothèse pourrait être de la comparer avec des résultats expérimentaux, ce qui est une première perspective de ce travail.

La prédiction du comportement hydrique d'un tunnel de stockage de déchets nucléaires montre la capacité du modèle proposé à traiter simultanément des conditions aux limites positives et négatives. Le séchage du tunnel suivi de sa saturation sont modélisés. Le temps nécessaire pour obtenir une pression positive peut être déterminé, ainsi que le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre hydrique de la structure souterraine après resaturation.

Dans ce travail, nous négligeons l'influence de la température sur la cinétique de séchage et de resaturation. Une autre perspective consiste donc à effectuer d'autres simulations pour prendre en compte cet aspect du comportement hydrique. Les périodes de température élevée devraient accélérer le processus de séchage et de resaturation. Ensuite, le modèle hydrique proposé pourrait être couplé à une formulation mécanique pour étudier les effets de la déformation du matériau poreux sur la porosité et la perméabilité.

REFERENCES

Philip, J.R. and De Vries, D.D., 1957. Moisture movement in porous materials under temperature gradients. Eos, Transactions American Geophysical Union, 38(2), pp.222-232. https://doi.org/10.1029/TR038i002p00222

Luikov, A.V., 1975. Systems of differential equations of heat and mass transfer in capillary-porous bodies. International Journal of Heat and mass transfer, 18(1), pp.1-14. https://doi.org/10.1016/0017-9310(75)90002-2

Bažant, Z.P. and Thonguthai, W., 1978. Pore pressure and drying of concrete at high temperature. Journal of the Engineering Mechanics Division, 104(5), pp.1059-1079. https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0002404

Bažant, Z.P. and Najjar, L.J., 1971. Drying of concrete as a nonlinear diffusion problem. Cement and concrete research, 1(5), pp.461-473. https://doi.org/10.1016/0008-8846(71)90054-8

Mensi, R., Acker, P. and Attolou, A., 1988. Séchage du béton: analyse et modélisation. Materials and structures, 21, pp.3-12. https://doi.org/10.1007/BF02472523

Xi, Y., Bažant, Z.P., Molina, L. and Jennings, H.M., 1994. Moisture diffusion in cementitious materials moisture capacity and diffusivity. Advanced Cement Based Materials, 1(6), pp.258-266. https://doi.org/10.1016/1065-7355(94)90034-5

Witasse, R., Georgin, J.F. and Reynouard, J.M., 2002. Nuclear cooling tower submitted to shrinkage; behaviour under weight and wind. Nuclear Engineering and Design, 217(3), pp.247-257. https://doi.org/10.1016/S0029-5493(02)00160-7

Baroghel-Bouny, V., Mainguy, M., Lassabatere, T. and Coussy, O., 1999. Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. Cement and concrete research, 29(8), pp.1225-1238. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00102-7

Gawin, D., Majorana, C.E. and Schrefler, B.A., 1999. Numerical analysis of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at high temperature. Mechanics of Cohesive-frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures, 4(1), pp.37-74. https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199901)4:1<37::AID-CFM58>3.0.CO;2-S

Thiery, M., Baroghel-Bouny, V., Bourneton, N., Villain, G. and Stéfani, C., 2007. Modélisation du séchage des bétons: analyse des différents modes de transfert hydrique. Revue européenne de génie civil, 11(5), pp.541-577. https://doi.org/10.1080/17747120.2007.9692945

Van Genuchten, M.T., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil science society of America journal, 44(5), pp.892-898. https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

Richard, L.A., 1931. Capillary conduction of liquids through porous mediums. physics, 1(5), pp.318-333. https://doi.org/10.1063/1.1745010

Rima, A., Lacarrière, L., Sellier, A., Chhun, P. and Vu, M.N., 2023. Model of water transfer in concrete and rock based on a single state variable to consider simultaneous positive pressure and drying boundary conditions. Nuclear Engineering and Design, 413, p.112499. https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2023.112499

CEA. Cast3m. Commissariat à l'Energie Atomique (2022).

Aménagement et Patrimoine

Tous les chemins mènent à la gestion patrimoniale des solutions de gestion intégrée des eaux pluviales : comment votre recherche peut alimenter la nôtre !

E. Girot[1,4], F. Cherqui[2,3], C. Curt[4], F. Taillandier[4], P. Di Maiolo[4], S. Vanpeene[4], C. Wittner[5]

[1]*Univ Lyon, INSA Lyon, DEEP, UR7429, F-69621 Villeurbanne, France*

[2]*Univ Lyon, INSA Lyon, Université Claude Bernard Lyon 1, DEEP, F-69621, F-69622, Villeurbanne, France*

[3]*School of Agriculture, Food and Ecosystem Sciences, The University of Melbourne, Burnley, VIC 3121, Australia*

[4]*RECOVER, INRAE, Aix Marseille Université, 3275 Route de Cézanne CS 40061, 13182 Aix-en-Provence Cedex 5, France*

[5]*GESTE, ENGEES, 1 cour des Cigarières, CS 61039, 67070 Strasbourg, France*

RESUME Au cours des dernières décennies, les solutions de gestion intégrée des eaux pluviales (SGIEP) ont connu une évolution considérable à l'échelle de la ville. Cependant, leurs performances et maintenance à moyen et long terme deviennent une préoccupation croissante à mesure que les premières solutions installées atteignent la fin de leur durée de vie. La gestion patrimoniale apparaît comme une stratégie clé pour répondre à ce problème. De nos jours, elle peine à être considérée dans son ensemble et est traitée par le biais de différentes approches. Dans cet article, nous nous focalisons sur cinq approches liées à la gestion patrimoniale qui sont abordées dans divers domaines de recherche et à l'échelle opérationnelle. Nous mettons en lumière comment ces approches, ensemble, forment et nourrissent une stratégie globale de gestion patrimoniale des SGIEP et quels éléments nécessitent encore de futures recherches et de retours d'expériences pour l'optimiser et faciliter sa mise en œuvre.

Mots-clefs gestion patrimoniale, solutions fondées sur la nature, eaux pluviales urbaines

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Les solutions de gestion intégrée des eaux pluviales (SGIEP) appartiennent à un système (territoire, ville, bassin versant) prenant en compte de façon holistique l'ensemble des dimensions et des acteurs des eaux pluviales et non seulement sur leur seule fonction d'évacuation (Chocat et al., 2022). Les SGIEP font partie d'un changement de paradigme fort à l'échelle de la ville, visant à réduire les inondations, à préserver l'environnement et les ressources en eau afin de répondre aux enjeux de la transition écologique. Ces solutions portent différents noms en fonction du pays, de l'objectif lié à l'eau et du champ d'application (Fletcher et al., 2014). Elles sont appelées *low impact development* (solution à faible impact) et *best management practices* (bonnes pratiques de gestion) en

Amérique du Nord et en Nouvelle-Zélande (Barlow et al., 1977), *sustainable urban water management* (gestion durable des eaux urbaines) en Europe (CIRIA, 2007), *water sensitive urban design* (conception urbaine sensible à l'eau) en Australie (Mouritz, 1992), et plus récemment *sponge cities* (villes éponges) en Chine (People.cn, 2013). Les SGIEP sont fréquemment appelées « solutions fondées sur la nature » ; selon Raymond et al. (2017), « les solutions fondées sur la nature (SFN) sont des solutions aux défis sociétaux qui sont inspirées et soutenues par la nature ». Ces solutions offrent un grand potentiel pour relever divers défis dans de nombreux domaines (H2020, 2015) et fournir des services écosystémiques (Nesshöver et al., 2017). En ce qui concerne les eaux pluviales urbaines, « les SFN peuvent contribuer à la gestion durable des eaux urbaines en augmentant l'infiltration, en améliorant l'évapotranspiration, en fournissant des zones de stockage pour les eaux de pluie et en éliminant les polluants » (Raymond et al., 2017). En France, ces solutions se sont longtemps appelées « techniques alternatives de gestion des eaux pluviales » mais elles sont de moins en moins alternatives aux réseaux et parfois considérées comme solutions principales. La terminologie a évolué, s'est diversifiée pour conduire à différents termes selon les enjeux et le contexte, comme le montre le tableau 1 ci-dessous (Chocat et al., 2022).

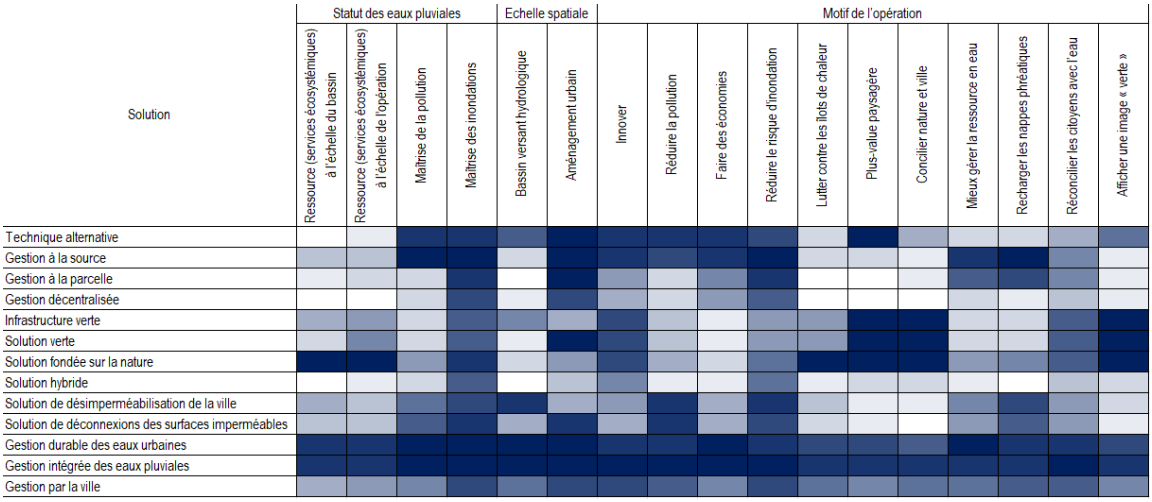


TABLEAU 1. Croisement entre les termes utilisés et les enjeux pris en compte ; plus la couleur est foncée plus l'intention est fréquemment citée par les auteurs. ATTENTION : Ce tableau a seulement pour but de montrer la diversité des intentions qui peuvent se cacher derrière chaque terme ; il ne doit en aucun cas être utilisé comme grille d'aide au choix. (Chocat et al., 2022)

Dans la suite de l'article, nous utiliserons le terme « solutions de gestion intégrée des eaux pluviales » (SGIEP) qui semble être le plus transversal. Même si les SGIEP englobent des mesures structurelles (construction) et non structurelles (formations, recommandations, procédures), le présent article se concentrera sur les mesures structurelles telles que les bassins d'infiltration, les noues et les jardins de pluie. En outre, toutes les solutions de gestion intégrée des eaux pluviales impliquent à la fois des composants gris (construits) et verts (végétalisés) à prendre en compte dans les évaluations de performance ainsi que dans les actions d'entretien et de réhabilitation.

Les premières solutions de gestion intégrée des eaux pluviales ont été mises en place il y a plus de 30 ans avec pour objectif principal (et presque exclusif) la gestion des eaux pluviales. Elles sont

aujourd'hui largement utilisées et tendent à fournir davantage de services en relation avec le milieu naturel, les villes et leurs habitants (Belmeziti et al., 2015). Depuis l'émergence des solutions de gestion intégrée des eaux pluviales, les questions opérationnelles et de recherche se sont largement concentrées sur l'optimisation des performances hydrologiques, hydrauliques et de la qualité de l'eau. Après plusieurs décennies de fonctionnement, il y a cependant une préoccupation croissante concernant leurs performances et maintenance à moyen et long terme. Cette préoccupation croissante est confirmée par des études récentes (Al-Rubaei, 2016 ; Allison et al., 2005 ; Bastien et al., 2010 ; Cherqui et al., 2019 ; Cossais et al., 2017 ; Drake et al., 2013 ; Duffy et al., 2008 ; Shirke et Shuler, 2009 ; Werey et al., 2017). Elle est également confirmée par le nombre croissant de lignes directrices consacrées à leur fonctionnement et à leur entretien (voir http://tiny.cc/guidelinesSCMs pour une liste actualisée). Comme tout ouvrage, une SGIEP doit être gérée tout au long de sa durée de vie, de manière à minimiser ses coûts d'exploitation et de maintenance, tout en fournissant le niveau de service requis (Schulting et Alegre, 2007). La gestion patrimoniale implique des stratégies d'investissement sur le cycle de vie et la planification de travaux (Mohseni, 2003). Elle nécessite également de considérer différentes échelles spatiales depuis la solution seule jusqu'à des échelles plus larges (ensemble de solutions).

Cet article vise à analyser les recherches et pratiques opérationnelles relatives à la gestion patrimoniale des SGIEP. Ces travaux et pratiques se concentrent autour de cinq enjeux liés aux SGIEP (figure 1) : la gouvernance, l'évaluation du coût du cycle de vie, l'évaluation des performances, l'évolution ainsi que la maintenance et la réhabilitation. La gouvernance supervise et opère toutes les autres approches. Le coût de gestion des SGIEP, sur tout leur cycle de vie, limite à la fois les performances et les activités de maintenance et de réhabilitation qui, à leur tour, s'impactent mutuellement. Finalement, la maintenance des SGIEP va déterminer l'évolution de la solution au cours du temps.

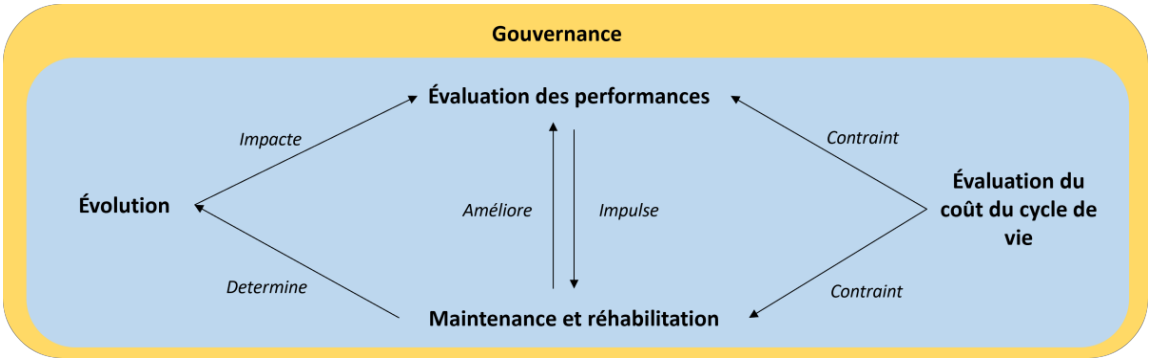


FIGURE 1. Hiérarchie et liens entre cinq approches de la gestion patrimoniale des SGIEP.

II. TRAVAUX DE RECHERCHE LIÉS A LA GESTION PATRIMONIALE

La gestion patrimoniale s'appuie sur de nombreuses approches relevant de domaines de recherche différents. Bien que la communauté des chercheurs s'y intéresse de plus en plus, la recherche sur la gestion patrimoniale des solutions de gestion intégrée des eaux pluviales reste méconnue ou mal comprise par la plupart d'entre eux (Langeveld et al., 2022). L'objectif de cette section est donc de

créer des liens entre la gestion patrimoniale et les différents domaines de recherche liés aux SGIEP afin de mettre en avant comment ces recherches pourraient contribuer à améliorer les pratiques et les connaissances en matière de gestion patrimoniale.

A. Gouvernance

La gouvernance est essentielle pour créer de la valeur tout en gérant les risques et les opportunités, afin d'atteindre l'équilibre souhaité entre les coûts, les risques et les performances (ISO 55000). La gouvernance des eaux pluviales est principalement menée par les gouvernements locaux qui formulent des politiques et des programmes en matière d'eaux pluviales (Dhakal et Chevalier, 2016 ; Cossais, 2021). Les solutions de gestion intégrée des eaux pluviales étant multifonctionnelles, la mise en œuvre d'une gestion patrimoniale nécessite une coordination et une collaboration au sein et entre un grand nombre d'organisations (par exemple, le service de nettoyage, le service d'assainissement, le service de la voirie) (Cossais, 2021). La gestion patrimoniale est donc fragmentée spatialement et fonctionnellement (ibid). Cet obstacle organisationnel semble être l'un des plus importants pour le développement des SGIEP (Berdier et al., 2007). La gouvernance est donc un élément clé de la gestion patrimoniale, car l'organisation dirigeante définit les responsabilités, les objectifs et les stratégies, créant l'environnement d'un système de gestion patrimoniale (ISO 55000). La recherche dans ce domaine pourrait contribuer à mieux comprendre les rôles de chaque partie, le processus de prise de décision (équivalent au travail de van Riel et al., 2016, pour les réseaux d'assainissement), proposer des outils de gestion interdisciplinaires (Le Gat et al., 2023) et des systèmes de gouvernance innovants tels que le modèle de gouvernance des eaux pluviales urbaines à deux niveaux proposé par Dhakal et Chevalier (2016).

B. Évaluation du coût du cycle de vie

L'évaluation économique de la gestion patrimoniale des SGIEP fait référence aux coûts de maintien des solutions dans un état optimal ou en bon état tout au long de leur cycle de vie afin de garantir un niveau de performance permettant de répondre à la fois aux besoins et aux attentes. Ces coûts englobent les opérations d'investissement, d'inspection, d'exploitation, de maintenance et de réhabilitation (Huang et al., 2005). À l'aide de son plan d'investissement et de coûts de la gestion patrimoniale, l'Agence de protection de l'environnement des États-Unis conseille aux services publics de déterminer les coûts associés à la maintenance à court et long terme, ainsi qu'à la réhabilitation, afin de garantir et d'allouer les fonds appropriés (US EPA, 2018). De nombreux outils de calcul des coûts du cycle de vie permettent d'évaluer les coûts d'exploitation et d'entretien des solutions sur la base du coût d'investissement, en utilisant des pourcentages tirés de la littérature (par exemple, E²STORMED, National Stormwater Calculator, Green Values Calculator, Classic DSS) (Solarte Moncayo et Duschene, 2023). Ainsi, une étude portant sur sept différents types de SGIEP a estimé que leurs coûts d'entretien annuels variaient de 4 % à 19 % du coût d'investissement (Houle et al., 2013). En outre, les SGIEP ont des dépenses liées à la maintenance inférieures aux systèmes conventionnels en termes d'heures de travail et de coûts d'entretien (Duffy et al., 2008 ; Solarte Moncayo et Duschene, 2023). L'élaboration de modèles précis fondés sur le coût du cycle de vie plutôt que sur le coût d'investissement, couramment utilisé de nos jours, pourrait aider à réaliser des investissements appropriés, à remédier au manque de financement de l'entretien des solutions et à réduire les coûts de gestion patrimoniale à long terme. Ce changement d'évaluation

économique nécessite une banque de données des coûts d'exploitation et de maintenance régulièrement complétée et tenue à jour à l'aide notamment d'un plus grand partage des données et de retours d'expériences de la part des opérateurs.

C. Évaluation des performances

L'évaluation des performances permet de déterminer si les objectifs de gestion patrimoniale fixés par les services publics sont atteints. Elle peut être indirectement établie grâce à l'évaluation de l'état de la solution qui est souvent basée sur des inspections visuelles (Asleson et al., 2009, Beryani et al., 2021) car elle reste la méthode la plus facilement réalisable. Cependant, l'évaluation de l'état d'une solution de gestion intégrée des eaux pluviales implique d'évaluer l'état de composants très divers tels que les arrivées et sorties d'eau, les médias filtrants, le sol et la végétation (ibid, Langeveld et al., 2022), de manière répétable et reproductible. En complément des évaluations d'état, des méthodes d'évaluation directe de performance existent et englobent les études et investigations sur site (méthodes destructives ou non destructives), le monitoring (à court et à long terme) et la modélisation.

En ce qui concerne la performance des solutions de gestion intégrée des eaux pluviales, la plupart des publications existantes se concentrent sur l'hydraulique - réduction des débits de pointe et des volumes de rejet des eaux pluviales, et sur la qualité de l'eau - réduction de la charge polluante (Allison et Francey, 2005 ; Andradóttir et al., 2015 ; Alsubih et al., 2017). L'évaluation des indicateurs de performance hydraulique et de qualité de l'eau peut être réalisée grâce au monitoring (Bergman et al., 2011 ; Perales-Momparler et al., 2017 ; Cotterill et Bracken, 2020). Dans son *Best Management Practices Monitoring Program* (programme de monitoring des bonnes pratiques de gestion), l'Agence de protection de l'environnement des États-Unis fournit un ensemble de protocoles recommandés pour la collecte, le stockage, l'analyse et la communication des données de monitoring qui permettront de mieux comprendre l'efficacité de ces solutions (US EPA, 2009). Dans la plupart des études, les périodes de monitoring varient de quelques mois à quelques années et peuvent également comporter des lacunes (Jenkins et al., 2007 ; Cotterill et Bracken, 2020), ce qui rend difficile l'évaluation des performances à long terme. La modélisation et la simulation des SGIEP constituent un élément de réponse face à ce problème (Jenkins et al., 2007 ; Bergman et al., 2011 ; Liu et al., 2018). Les prévisions sur la quantité et la qualité de l'eau pendant la durée de vie d'une SGIEP peuvent aider à définir un plan de maintenance (Bergman et al., 2011). En outre, les données de précipitations projetées à partir de scénarios de changement climatique peuvent être incorporées aux modèles pour analyser la robustesse des SGIEP face au changement climatique (Wang et al., 2021).

D'autres types de performances liées à la préservation de la biodiversité et à des bénéfices socio-environnementaux sont également associées aux SGIEP (Brown et al., 2014 ; Al-Rubaei, 2016 ; Dagenais et al., 2016 ; Dusza, 2017 ; Belmeziti et al., 2018 ; Curt et al., 2022) mais manquent encore d'indicateurs et de cadres d'évaluation.

Les principaux services fournis par les solutions de gestion intégrée des eaux pluviales sont connus (Belmeziti et al., 2015), mais la recherche liée à l'évaluation de leurs performances n'en est qu'à ses débuts, étant donné que très peu d'indicateurs sont disponibles pour évaluer l'ensemble des performances (des performances hydrauliques au bien-être des habitants). De nombreuses

directives et des guides d'évaluation sont développés au niveau local (ville), national ou international, mais ne fournissent pas jusqu'à présent un cadre d'évaluation holistique, comme l'indique par exemple Roghani et al. (2023).

D. Evolution

Les performances des SGIEP peuvent varier dans le temps en fonction de leur évolution, choisie ou subie. D'une part, l'évolution peut être voulue et prise en charge par les opérateurs suite à un changement d'attentes. Des objectifs nouveaux ou revus tels que la réduction de la pollution, l'augmentation de la taille du bassin versant ou la préservation de la biodiversité peuvent conduire à des changements physiques sur les SGIEP. Par exemple, le département de l'Indre et Loire en France a choisi d'étendre et de réaménager son bassin de rétention en zone humide afin de créer un environnement plus riche en termes de biodiversité et ouvert au public (Hubert, 2023).

D'autre part, des changements non désirés peuvent se produire en raison de nouvelles réglementations, d'une mauvaise utilisation par les visiteurs (ou les résidents locaux), ou de changements plus naturels tels que la croissance de la végétation. Par exemple, le dépôt de sédiments et l'inondation permanente d'un bassin d'infiltration à Columbia, dans le Maryland, ont indiqué la défaillance du système du point de vue de sa fonctionnalité hydrologique initiale, l'infiltration des eaux de ruissellement d'une autoroute. Cependant, une inspection visuelle du site a révélé la présence d'un écosystème proche de celui d'une zone humide possédant des bénéfices fonctionnels (Natarajan et al., 2015). Cette évaluation de l'état du site a conduit à un monitoring plus précis des performances qui a démontré une gestion efficace des flux et des volumes d'eaux de ruissellement et une amélioration de la qualité de l'eau rejetée (ibid). Le site présentant donc des fonctions bénéfiques (gestion efficace du ruissellement, amélioration de la qualité de l'eau, habitat pour la biodiversité), ce bassin transformé en zone humide n'a pas nécessité de réaménagement ; cependant, dans la plupart des cas, des actions d'entretien et de réhabilitation sont fortement recommandées pour prévenir des évolutions non désirées (Al-Rubaei, 2016).

Des recherches supplémentaires sur l'évolution subie des SGIEP permettrait de déterminer les facteurs en cause - design, conception, exploitation ou maintenance (Al-Rubei, 2016) - et ses conséquences sur les performances de la solution. Par ailleurs, qu'elles soient choisies ou subies, les évolutions des SGIEP s'appuient sur de multiples champs d'expertise (droit, réglementation, urbanisme) qui devraient être davantage pris en compte dans la gestion patrimoniale.

E. Maintenance et réhabilitation

Pour gérer efficacement une SGIEP, des actions de maintenance et d'entretien doivent être mises en œuvre pendant toute sa durée de vie (jusqu'à son remplacement). Il existe deux approches en ce qui concerne le moment et la fréquence des opérations de maintenance : l'approche corrective « post-défaillance » et l'approche préventive « proactive » (figure 2). L'approche « post-défaillance » considère que l'action sera déclenchée en raison des conséquences d'une défaillance qui sera observée et signalée. Cette approche n'est évidemment pas recommandée, car les défaillances diminuent les performances globales et entraînent souvent des coûts plus élevés (en raison des conséquences des défaillances ou de la nécessité d'une intervention urgente). L'approche proactive consiste à agir avant la défaillance d'une solution, en se basant sur la prédiction de sa

détérioration au fil du temps, ou sur une surveillance fréquente ou continue. Les visites fréquentes programmées sont dites « aveugles » : l'opérateur ne sait pas avant la visite de maintenance si le système sera en bon état ou non. Une visite dite conditionnelle ou basée sur l'état de la solution signifie que la détérioration du système est prédite et permet donc de programmer les visites de maintenance. En ce qui concerne les solutions de gestion intégrée des eaux pluviales, le niveau de connaissance ne permet pas aujourd'hui de prédire avec précision l'évolution des paramètres hydrauliques tels que la perméabilité (Gonzalez-Merchan et al., 2012). Un monitoring continu reste donc la meilleure solution pour maximiser la performance du système dans le temps et réduire les coûts globaux, cependant la répartition du budget au sein des services publics (séparation CAPEX / OPEX) et les systèmes de monitoring actuels ne permettent pas une surveillance continue de chaque solution de gestion intégrée des eaux pluviales.

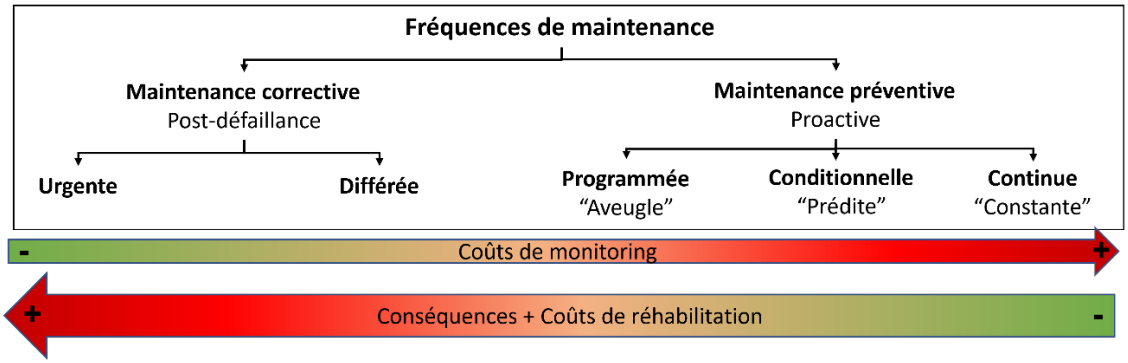


FIGURE 2. Stratégies de maintenance (type de visite ou d'audit) en matière de coûts, adaptée de CEN, 2010

Outre la fréquence de maintenance, trois niveaux de réhabilitation se distinguent. Le premier niveau fait référence à l'entretien de routine, qui comprend des actions telles que la tonte de l'herbe, le ramassage des débris, des déchets et des mauvaises herbes, et la réparation d'éléments cassés (UKWIR, 2005 ; Hunt et Lord, 2006 ; Duffy et al., 2008). Le deuxième niveau comprend les techniques de rénovation. Par exemple, Jenkins et al. (2007) ont modélisé deux cas de rénovation d'une zone humide – l'abaissement de l'orifice de sortie et la modification de la bathymétrie de la zone - afin d'améliorer la survie de la végétation et, par conséquent, les performances globales de la solution en matière d'hydrologie et de qualité de l'eau. Enfin, le troisième niveau de réhabilitation conduit au renouvellement et au remplacement de la totalité de la solution. Toutes ces actions nécessitent un investissement économique tout au long de la durée de vie de la SGIEP, d'où la nécessité d'une évaluation rigoureuse des coûts de son cycle de vie, en tenant compte des coûts de monitoring et d'entretien qui sont souvent négligés (Qiao et al., 2019). Le besoin de systèmes de monitoring innovants pour fournir une évaluation précise des performances et alimenter des modèles de détérioration est essentiel afin de garantir l'efficacité des actions de maintenance et de réhabilitation et donc de la gestion patrimoniale sur le long terme.

III. CONCLUSION ET TRAVAUX FUTURS

Cet article a cherché à exposer cinq enjeux liés à la gestion patrimoniale (gouvernance, évaluation du coût du cycle de vie, évaluation des performances, évolution, et maintenance et réhabilitation),

qui sont déjà abordées dans les domaines de la recherche et de l'opérationnel. Cependant, chacun de ces enjeux est encore à consolider et devrait conduire à de nouveaux développements méthodologiques. Par ailleurs ils sont rarement considérés comme faisant partie d'une vision plus large de la gestion patrimoniale. Il est donc nécessaire d'améliorer la communication entre les différents secteurs de recherche et de mener des recherches conjointes afin d'alimenter et de consolider une approche globale de la gestion patrimoniale. Celle-ci contribuera à :

- Assurer une stratégie commune au sein d'un groupe interdisciplinaire d'organisations afin d'atteindre les objectifs de performance fixés au regard de la transition écologique ;

- Anticiper l'évolution des solutions de gestion intégrée des eaux pluviales dans le temps ;

- Garantir l'efficacité des SGIEP en termes de gestion des eaux pluviales, de préservation de l'environnement et de qualité de vie grâce à la prise en compte de stratégies d'exploitation et de maintenance.

Ce dernier point fait l'objet d'une thèse qui vient de débuter et qui vise à modéliser l'impact de l'exploitation et la maintenance des SGIEP sur leurs performances.

REFERENCES

Allison, R. & Francey, M. (2005). WSUD Stormwater Procedures: Stormwater. 305 p. CSIRO publishing.

Al-Rubaei, A. (2016) Long-Term Performance, Operation and Maintenance Needs of Stormwater Control Measures, Lulea University of Technology, Architecture and Water, Lulea University of Technology, Architecture and Water, 2016.

Alsubih, M., Arthur, S., Wright, G., & Allen, D. (2017). Experimental study on the hydrological performance of a permeable pavement. Urban Water Journal, 14(4), 427434. https://doi.org/10.1080/1573062X.2016.1176221

Andradóttir, H.Ó. & Vollertsen, G.E.G. (2015). Temporal Variability of Heavy Metals in Suburban Road Runoff in a Rainy Cold Climate. Journal of Environmental Engineering, 141(3). https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000894

Arocho-Irizarry, M., Segarra, R., Diaz, V. M., & Hwang, S. (2018). Eco-friendly pervious concrete infrastructure for stormwater management and bicycle parking: A case study. Urban Water Journal, 15(7), 713721. https://doi.org/10.1080/1573062X.2018.1536760

Asleson, B. C., Nestingen, R. S., Gulliver, J. S., Hozalski, R. M., & Nieber, J. L. (2009). Performance Assessment of Rain Gardens. JAWRA Journal of the American Water Resources Association, 45(4), 10191031. https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.2009.00344.x

Belmeziti, A., Cherqui, F., Tourne, A., Granger, D., Werey, C., Le Gauffre, P. and Chocat, B. (2015). Transitioning to sustainable urban water management systems: how to define expected service functions? Civil Engineering and Environmental Systems, Taylor & Francis, 32(4), 316-334.

Berdier, C., & Toussaint, J. Y. (2007). Sept hypothèses sur l'acceptabilité des ouvrages alternatifs d'assainissement des eaux pluviales par infiltration.

Bergman, M., Hedegaard, M. R., Petersen, M. F., Binning, P., Mark, O., & Mikkelsen, P. S. (2011). Evaluation of two stormwater infiltration trenches in central Copenhagen after 15 years of operation. Water Science and Technology, 63(10), 22792286. https://doi.org/10.2166/wst.2011.158

Beryani, A., Goldstein, A., Al-Rubaei, A. M., Viklander, M., Hunt, W. F., & Blecken, G.-T. (2021). Survey of the operational status of twenty-six urban stormwater biofilter facilities in Sweden. Journal of Environmental Management, 297, 113375. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2021.113375

Blecken, G.-T., Hunt, W. F., Al-Rubaei, A. M., Viklander, M., & Lord, W. G. (2017). Stormwater control measure (SCM) maintenance considerations to ensure designed functionality. Urban Water Journal, 14(3), 278290. https://doi.org/10.1080/1573062X.2015.1111913

Brown, H.L., Bos, D.G., Walsh, C.J., Fletcher, T.D. & RossRakesh, S. (2014). More than money: how multiple factors influence householder participation in at-source stormwater management. Journal of Environmental Planning and Management, 59(1), 79–97. https://doi.org/10.1080/09640568.2014.984017

Carson, T. B., Marasco, D. E., Culligan, P. J., & McGillis, W. R. (2013). Hydrological performance of extensive green roofs in New York City : Observations and multi-year modeling of three full-scale systems. Environmental Research Letters, 8(2), 024036. https://doi.org/10.1088/1748-9326/8/2/024036

CEN (2010) EN 13306 Maintenance - Maintenance terminology.

Cherqui F., Szota C., James R., Poelsma P., Perigaud T., Burns M.J., Fletcher T., Bertrand-Krajewski J.-L. (2019) Toward proactive management of stormwater control measures using low-cost technology, 10th international conference NOVATECH, 1-5 July, Lyon, France.

Chocat B., Cherqui F., Afrit B., Barjot G., Boumahdi M., Breil P., Brelot E., Célérier J.-L., Chebbo G., De gouvello B., Deutsch J.-C., Gachelin C., Gromaire M.-C., Hérin J.-J., Jairy A., Maytraud T., Paupardin J., Pierlot D., Rodriguez F., Sandoval S., Tabuchi J.-P., Werey C. (2022) Contribution à une meilleure explicitation du vocabulaire dans le domaine des solutions dites « alternatives » de gestion des eaux pluviales urbaines, Techniques - Sciences – Méthodes, 5, 103-119. https://doi.org/10.36904/tsm/202205103

Cossais N., Thomas A. O., Cherqui F., Morison P., Bos D., Martouzet D., Sibeud E., Honegger A., Lavau S., Fletcher T.D. (2017) Understanding the challenges of managing SUDS to maintain or improve their performance over time, 14th International Conference on Urban Drainage, Prague, Czech Republic, 10-15 September.

Cossais, N. (s. d.). Les rôles différenciés de l'organisation des collectivités dans la fabrique de la ville perméable La généralisation du contrôle à la source des eaux pluviales à la métropole de Lyon.

Cotterill, S., & Bracken, L. J. (2020). Assessing the Effectiveness of Sustainable Drainage Systems (SuDS): Interventions, Impacts and Challenges. Water, 12(11), 3160. https://doi.org/10.3390/w12113160

Curt, C., Di Maiolo, P., Schleyer-Lindenmann, A., Tricot, A., Arnaud, A., Curt, T., Parès, N., & Taillandier, F. (2022). Assessing the environmental and social co-benefits and disbenefits of natural risk management measures. *Heliyon*, *8*(12), e12465. https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2022.e12465

Dagenais, D., Thomas, I. & Paquette, S. (2016). Siting green stormwater infrastructure in a neighbourhood to maximise secondary benefits: lessons learned from a pilot project. Landscape Research, Published online: 19 Oct 2016 (0), 1–16. https://doi.org/10.1080/01426397.2016.1228861

Dhakal, K. P., & Chevalier, L. R. (2016). Urban Stormwater Governance: The Need for a Paradigm Shift. Environmental Management, 57(5), 11121124. https://doi.org/10.1007/s00267-016-0667-5

Drake, J. A. P., Bradford, A., & Marsalek, J. (2013). Review of environmental performance of permeable pavement systems: State of the knowledge. Water Quality Research Journal, 48(3), 203222. https://doi.org/10.2166/wqrjc.2013.055

Duffy, A., Jefferies, C., Waddell, G., Shanks, G., Blackwood, D. & Watkins, A. (2008). A cost comparison of traditional drainage and SUDS in Scotland. Water Science and Technology, 57(9), 1451. https://doi.org/10.2166/wst.2008.262

Dusza, Y. (2017). Toitures végétalisées et services écosystémiques : favoriser la multifonctionnalité via les interactions sols-plantes et la diversité végétale. (Thèse de doctorat). Université Pierre et Marie Curie - Paris VI. https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01587757

Fletcher, T. D., Shuster, W., Hunt, W. F., Ashley, R., Butler, D., Arthur, S., Trowsdale, S., Barraud, S., Semadeni-Davies, A., Bertrand-Krajewski, J.-L., Mikkelsen, P. S., Rivard, G., Uhl, M., Dagenais, D., & Viklander, M. (2015). SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology

surrounding urban drainage. Urban Water Journal, 12(7), 525542. https://doi.org/10.1080/1573062X.2014.916314

Gonzalez-Merchan, C., Barraud, S., Coustumer, S.L. & Fletcher, T. (2012). Monitoring of clogging evolution in the stormwater infiltration system and determinant factors. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 16 (sup1), s34–s47. https://doi.org/10.1080/19648189.2012.682457

Hatt, B. E., Fletcher, T. D., & Deletic, A. (2009). Pollutant removal performance of field-scale stormwater biofiltration systems. Water Science and Technology, 59(8), 15671576. https://doi.org/10.2166/wst.2009.173

Houle, J. J., Roseen, R. M., Ballestero, T. P., Puls, T. A., & Sherrard, J. (2013). Comparison of Maintenance Cost, Labor Demands, and System Performance for LID and Conventional Stormwater Management. Journal of Environmental Engineering, 139(7), 932938. https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000698

Huang, J., James, W., University of Guelph, James, R., & CHI. (2005). A Lifecycle Cost Based Design Optimization Model for Stormwater Management Systems. Journal of Water Management Modeling. https://doi.org/10.14796/JWMM.R223-03

Hubert, P. (2023). Bassin de Palluau : De la création d'un bassin de stockage d'eaux pluviales à un marais. Végétalisation et biodiversité des bassins de gestion des eaux pluviales.

Hunt, W. F., and Lord, W. G (2006). Maintenance of stormwater wetlands and wet ponds. Fact Sheet AGW-588-07, North Carolina Cooperative Extension Service, Urban Water Ways Series.

Hunt, W. F., Smith, J. T., Jadlocki, S. J., Hathaway, J. M., & Eubanks, P. R. (2008). Pollutant Removal and Peak Flow Mitigation by a Bioretention Cell in Urban Charlotte, N.C. Journal of Environmental Engineering, 134(5), 403408. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(2008)134:5(403)

ISO 55000. (2014). Asset management — Overview, principles and terminology

Jenkins, G. A., & Greenway, M. (2007). Restoration of a constructed stormwater wetland to improve its ecological and hydrological performance. Water Science and Technology, 56(11), 109116. https://doi.org/10.2166/wst.2007.754

Langeveld, J.G., Cherqui, F., Tscheikner-Gratl, F., Muthanna, T.M., Juarez, M.F.-D., Leitão, J.P., Roghani, B., Kerres, K., do Céu Almeida, M., Werey, C. & Rulleau, B. (2022). Asset management for blue-green infrastructures: a scoping review. Blue-Green Systems, 4 (2), 272–290. https://doi.org/10.2166/bgs.2022.019

Le Gat, Y., Curt, C., Werey, C., Caillaud, K., Rulleau, B., & Taillandier, F. (2023). Water infrastructure asset management: State of the art and emerging research themes. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1-24. https://doi.org/10.1080/15732479.2023.2222030

Liu, Y., Engel, B. A., Flanagan, D. C., Gitau, M. W., McMillan, S. K., Chaubey, I., & Singh, S. (2018). Modeling framework for representing long-term effectiveness of best management practices in addressing hydrology and water quality problems : Framework development and demonstration using a Bayesian method. Journal of Hydrology, 560, 530545. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.03.053

Moncayo, L. M. S., & Duchesne. (2023). Mandat de recherche—Analyse coûts-avantages des infrastructures vertes pour le contrôle à la source des eaux pluviales en milieu urbain.

Muerdter, C. P., Wong, C. K., & Lefevre, G. H. (2018). Emerging investigator series: The Role of Vegetation in Bioretention for Stormwater Treatment in the Built Environment: Pollutant Removal, Hydrologic Function, and Ancillary Benefits. Environmental Science: Water Research & Technology, 2(1). https://doi.org/10.1039/C7EW00511C

Natarajan, P., & Davis, A. P. (2016). Ecological assessment of a transitioned stormwater infiltration basin. Ecological Engineering, 90, 261267. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2016.01.029

Perales-Momparler, S., Andrés-Doménech, I., Hernández-Crespo, C., Vallés-Morán, F., Martín, M., Escuder-Bueno, I., & Andreu, J. (2017). The role of monitoring sustainable drainage systems for promoting transition towards regenerative urban built environments: A case study in the Valencian region, Spain. Journal of Cleaner Production, 163, S113S124. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.05.153

Qiao, X.-J., Liu, L., Kristoffersson, A., & Randrup, T. B. (2019). Governance factors of sustainable stormwater management: A study of case cities in China and Sweden. Journal of Environmental Management, 248, 109249. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2019.07.020

Roghani B., Bahrami M., Rokstad M.M., Cherqui F., Muthanna T., Tscheikner-Gratl F. (2023) Performance assessment indicators for green infrastructures: a comparison between international guidelines, Novatech 2023, 11th International Conference on Water in Cities, 3-7th July, Lyon, France.

Schulting, F.L. & Alegre, H. (2007). Global developments of strategic asset management., Lisbon, Portugal, 2007. Lisbon, Portugal

Staddon, C., Ward, S., De Vito, L., Zuniga-Teran, A., Gerlak, A. K., Schoeman, Y., Hart, A., & Booth, G. (2018). Contributions of green infrastructure to enhancing urban resilience. Environment Systems and Decisions, 38(3), 330338. https://doi.org/10.1007/s10669-018-9702-9

UKWIR. (2005). Performance and Whole-life Costs of Best Management Practices and Sustainable Urban Drainage Systems.

US EPA. (2002). Urban Stormwater BMP Performance Monitoring.

van Riel, W., Langeveld, J.G., Herder, P.M. & Clemens, F.H.L.R. (2014). Intuition and information in decision-making for sewer asset management. Urban Water Journal, 11 (6), 506–518. https://doi.org/10.1080/1573062X.2014.904903

van Riel, W., van Bueren, E., Langeveld, J., Herder, P. & Clemens, F. (2016). Decision-making for sewer asset management: Theory and practice. Urban Water Journal, 13 (1), 57–68. https://doi.org/10.1080/1573062X.2015.1011667

Wang, M., Zhang, D., Wang, Z., Zhou, S., & Tan, S. K. (2021). Long-term performance of bioretention systems in storm runoff management under climate change and life-cycle condition. Sustainable Cities and Society, 65, 102598. https://doi.org/10.1016/j.scs.2020.102598

Warnaars, E., Larsen, A. V., Jacobsen, P., & Mikkelsen, P. S. (1999). Hydrologic behaviour of stormwater infiltration trenches in a central urban area during 2 3/4 years of operation. Water Science and Technology, 39(2), 217224.

Werey C., Garnier R., Cherqui F., Le Nouveau N, Fletcher T. D., Barraud S., Le Gauffre P. (2017) Research and operational needs to improve the asset management of stormwater control measures, 7th Leading-edge conf. on Strategic Asset management. IWA (Int. Water Assoc.), 20-22 June, Trondheim, Norway.

Demountable Buildings: Some of challenge and solution for trend of transformation in construction and

PHI Minh Nhat[1,2], FLORENCE Céline[1], BLAISE Sola[2], GOBIN Christophe[1]

[1] Institut de recherche, ESTP, 28 Av. du Président Wilson - 94230 Cachan - France[2]

ARTELIA, 2 avenue Lacassagne - Bâtiment Le First - 69003 Lyon – France

ABSTRACT

The world is entering the era of Industry 4.0, where the demand for sustainable development is highly emphasized. Therefore, traditional construction is being re-evaluated due to their negative effects on the environment. These requirements have created a lot of opinions and discussions around innovative methods in the construction industry. The use of demountable buildings could serve as a suggestion for material reuse towards sustainable development in the construction industry.

The article will consist of two parts: the first part will present some trends in transitions within construction methods (lifestyle, environment, digital) as well as solutions for implementing these transitions, highlighting the effectiveness of demountable building usage. The second part will focus on outlining challenges in designing demountable buildings (architecture frame, building assemblies), along with previous experiences in addressing these challenges.

This article is situated in the introductory section of a doctoral thesis on developing a demountable node model aimed at advancing the typology of demountable buildings in the future.

Keywords: Demountable building, Assembly and disassembly, Modular buildings, Architecture grids, Module connections

Mode of presentation Oral presentation

I. INTRODUCTION

Civil engineering is the science of planning, constructing, operating, and maintaining buildings and infrastructure, including houses, bridges, and roads. It plays a crucial role in the economy but faces challenges such as labor intensity, low efficiency, and environmental impacts. Horta et al. (2013) state the construction industry accounts for about 9% of global GDP. Xu et al. (2020) find it to be the second-largest energy consumer in 2017, responsible for 20% of energy use, 23% of electricity consumption, and 30% of CO2 emissions. This has spurred interest in improving the sector's societal, economic, and environmental performance.

Efforts toward sustainable development have initiated transitions in lifestyles, environmental practices, and digital technologies. These aim to reduce carbon emissions and natural resource

use, aligning with goals set by the Paris Agreement and COP 26 for net-zero emissions by 2050. Solutions like "Transformation building" and demountable structures support these objectives.

The article will be structured into two sections: the first examining construction trends and demountable building solutions, and the second detailing the challenges and architectural considerations in designing such buildings, particularly for low-rise structures. It will also share experiences in addressing these challenges and suggest areas for future research on construction nodes for demountable buildings.

In this context, a doctoral project jointly coordinated between ESTP and Artelia aims to develop a node model capable of meeting theoretical and practical requirements applicable to demountable buildings. Currently, the project is in the process of assessing the functional requirements for a node, thus a comprehensive model outcome is pending and will be disclosed in subsequent publications.

II. FORMAT DEMOUNTABLE BUILDINGS: SOLUTION FOR SOME OF TRANFORMATION IN CONSTRUCTION

The 21st century has ushered in significant technological advancements and heightened environmental awareness, prompting the need for substantial changes across various sectors, including construction. Research highlights the urgent necessity for shifts to tackle these challenges, focusing on urban redevelopment's multifaceted demands. These include addressing the structural integrity of old infrastructure, sustainable renovation challenges, and evolving urban aesthetics. Lifestyle changes, alongside international environmental regulations, demand significant adjustments within the construction industry. Concepts like the "green" and "circular" economies have seen significant evolution, driven by the Paris Agreement. Moreover, the incorporation of technology into construction practices is enhancing this transformation process (Samuelson 2023).

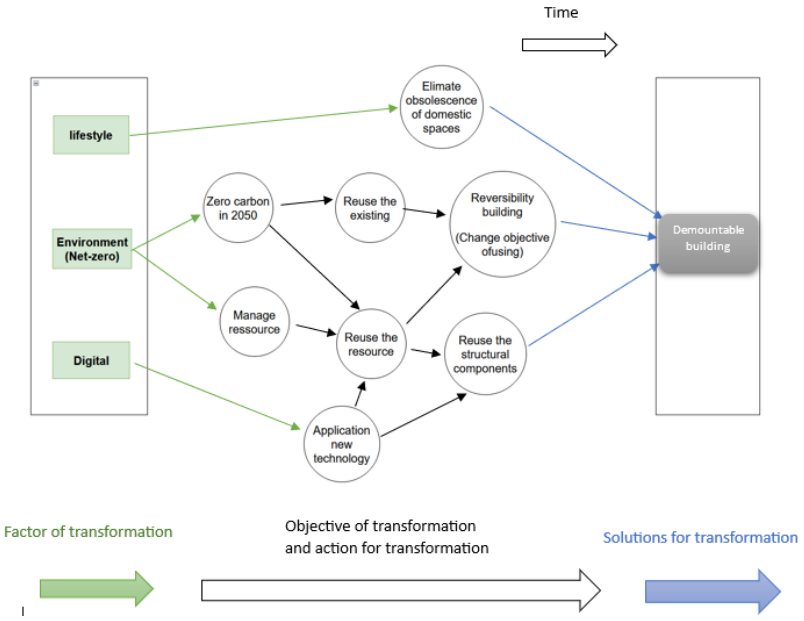


FIGURE 1. The transformation of construction

This article aims to explore sustainable urban development, particularly through the lens of low-rise buildings, which are a prevalent feature of urban landscapes and a key area of construction activity. Given their substantial environmental impact due to extensive land use and energy inefficiency, demountable buildings are presented as an effective solution to these issues, aligning with sustainable development objectives. This approach is illustrated in Figure 1, underlining the strategic importance of adaptable construction methods in achieving sustainability goals.

II. 1: Factor of transformation

Firstly, domestic spaces are one of the most crucial factors in a home, directly impacting the quality of life for its occupants. In recent years, societal developments have led to changes in the demand for domestic space. However, many current homes still fall short of meeting the new requirementsfor domestic space. Obsolescence of domestic spaces can be understood as the mismatch between domestic spaces and the new societal demands (Cieraad 2017, OECD 2020). These demands include:

- **Utility Requirements**: Domestic spaces needs to be designed for convenience, meeting the usage needs of family members.
- **Aesthetic Requirements**: Domestic spaces should be aesthetically pleasing, harmonizing with the aesthetic preferences of family members.
- **Sustainability Requirements**: Domestic spaces should be designed sustainably, energy-efficient, and environmentally friendly.

Traditional domestic spaces often fail to meet these requirements due to limitations such as (Lawrence 1982):

- **Failure to Meet Usage Needs**: Traditional domestic spaces are often designed based on the usage needs of past eras, not catering to the modern usage needs. For instance, many traditional European houses have small kitchens and dining areas, inadequate for the cooking and dining needs of modern families.
- **Lack of Aesthetic Appeal**: Traditional domestic spaces are often simplistic in design, lacking aesthetic appeal. For example, many traditional European houses have small, dimly lit living rooms that do not provide a comfortable atmosphere for family members.

The obsolescence of domestic spaces has several negative impacts:

- **Inconvenience for Family Members**: Obsolescence of domestic spaces often do not meet the usage needs of family members, causing inconvenience and discomfort. For example, a house with a small kitchen may make cooking and dining challenging for family members.
- **Deterioration of Home Aesthetics**: Obsolescence of domestic with low aesthetic appeal can lead to a loss of the home's overall aesthetic. For instance, a house with a dark and cramped living room may create a gloomy and unwelcoming atmosphere.
- **Economic Loss**: Obsolescence of domestic often have a short lifespan and are prone to damage, leading to economic losses for homeowners. For example, a house with a deteriorating wooden balcony may incur repair or replacement costs.

Redeveloping existing structures offers a viable solution to the challenges posed by the rapid evolution of human needs and the ensuing standards' obsolescence. The traditional approach of demolishing and rebuilding is both impractical and environmentally unsustainable. An

innovative solution is the concept of buildings with dismantlable components, akin to the interchangeable pieces of a child's Lego set, addressing these challenges efficiently.

Furthermore, the global commitment to combating climate change has heightened the focus on achieving carbon neutrality—balancing emitted carbon with an equivalent amount sequestered or offset. This paradigm shift significantly impacts various sectors, including construction. In

Europe, the construction industry is navigating the complexities of transitioning to a carbon-neutral future, confronting both the challenges and opportunities this change presents (OECD 2021).

The construction industry stands as a substantial contributor to greenhouse gas emissions due to energy-intensive processes, raw material extraction, and transportation. The quantification of greenhouse gases emitted during construction considers the entire life cycle of a building. However, the categorization of these stages lacks standardization; various authors have assigned different names to them (Lu, 2019; Seo, 2001). While this analysis primarily focuses on direct emissions (Scope 1) associated with construction activities, a comprehensive assessment must also encompass indirect impacts (Scopes 2 and 3), particularly those arising from the building's operational phase. Recognizing the broader environmental footprint, including energy consumption over a building's life span, is vital for a holistic view of sustainable construction. According to the Kyoto Protocol, greenhouse gases comprise six categories: CO2, CH4, N2O, HFCs, PFCs, SF6 (IPCC, 2022), each exhibiting varying global warming potentials (GWPs) depending on the considered age limits.

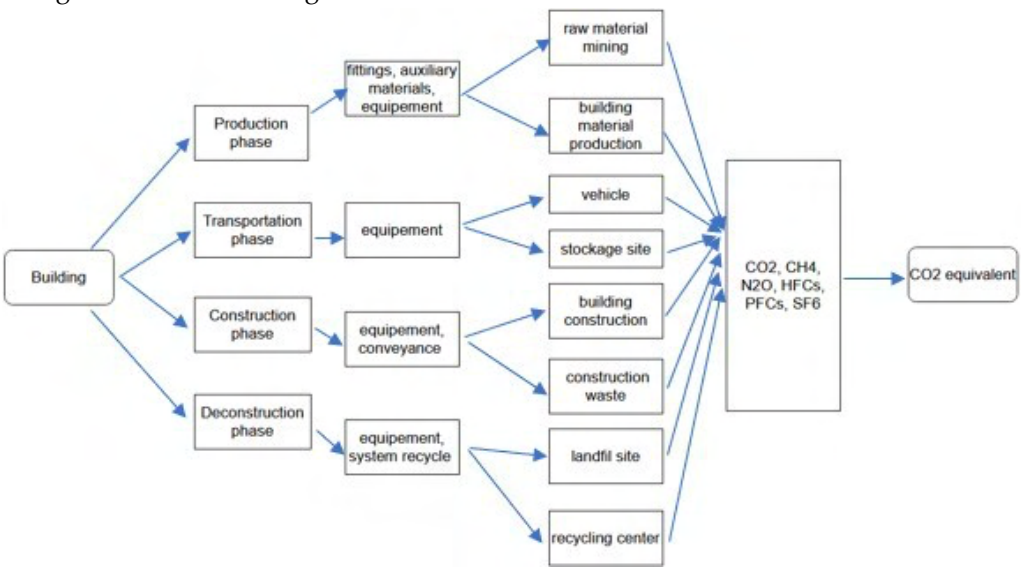


FIGURE 2. The transformation of construction

According to the 4th assessment report by the Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), the total carbon emissions from buildings have reached 3 gigatons per year. With the carbon credit price at 70-100 USD per ton of carbon (Permits 2023), the construction industry would have to allocate an additional 210-300 billion USD. In this context, the production phase accounts for the majority of carbon emissions, making it a top priority to minimize the manufacturing of components.

From the Table 1 the amount of carbon emissions generated during production constitutes the

majority of the overall carbon footprint (approximately 85%). Therefore, to achieve carbon neutrality by 2050, the production process needs to be curtailed through the reuse of resources or the recycling of readily available components.

TABLEAU 1. Comparison carbon emissions at each stage in some of buildings

Author	Architectural type	Structure system	Floor	Production (tone carbon)	Transportation (tone carbon)	Construction (tone carbon)	Deconstruction (tone carbon)
Peng (2016)	Office building	Reinforced concrete	15	10369	234	227	1659
Li (2016)	Residential building	Masonry-concrete	4	561	33	24	25
Zhang (2014)	Residential building	Reinforced concrete	15	1528	151	171	17

Finally, the digitalization waves in the field of construction cannot be overlooked. Research studies highlight the benefits of utilizing Building Information Modeling (BIM) in construction management. A significant challenge in resource reuse is effectively managing used resources (storage, quality, etc.). Big data and Artificial Intelligence (AI) emerge as solutions to this issue. Furthermore, the advancements in 3D printing technologies are gradually eliminating barriers in producing intricate details. In their research, the authors have successfully manufactured assemblies with complex shapes using 3D printing technology (Alzarrad 2019, Strauss 2016) (Figure 3)

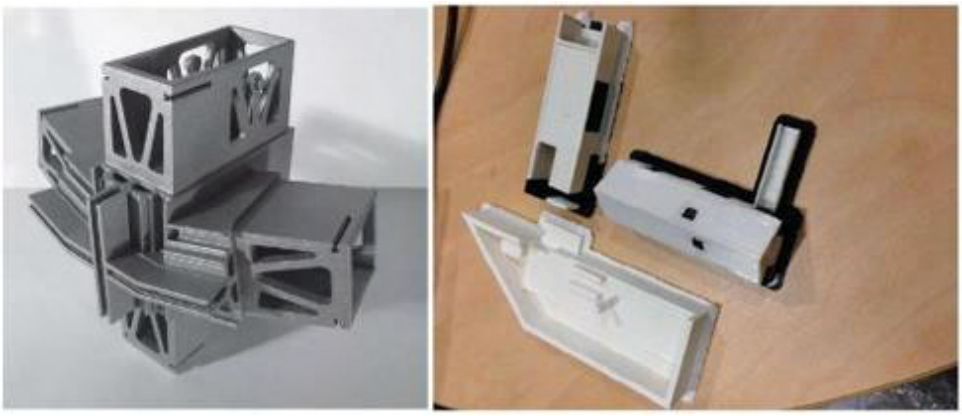


FIGURE 3. Example of assemblies created by 3D printing (Alzarrad 2019, Strauss 2016)

II. 2: Action and solution for transformation

Reversibility building

According to Durmisevic (2018) 'Reversibility' is defined as the process of transforming buildings or dismantling their systems, products, and materials without causing damage. In her work, Durmisevic (2018) has divided 'Reversibility' into three levels as illustrated in the Figure 4

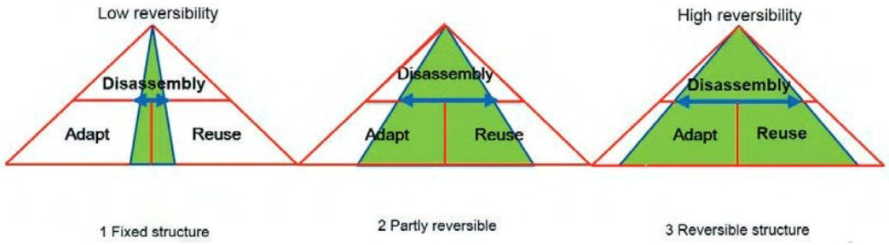


FIGURE 4. The core of the three dimensions of reversibility (Durmisevic 2018)

Disassembly, adaptability, and reuse constitute the core of the three dimensions of reversibility, determining the spatial and structural levels of reversible buildings. In the same work, Elma Durmisevic (2018) has identified two aspects of 'Reversibility' as Spatial Reversibility and Technical Reversibility.

- **Spatial Reversibility**: Adapt space.
- **Technical Reversibility**: Reconfigure structure and Separate materials.

French architect Patrick Rubin (2007) champions 'Reversibility' in construction as a forward-looking trend, observing that recent decades have seen more building activity than previous centuries combined, with vast potential for future transformations. Rubin advocates for rehabilitation over new construction, foreseeing it becoming a prevalent practice. However, he acknowledges the challenges in repurposing buildings that lack appeal or seem unfit for new functions, highlighting the need for a design approach that separates the construction program from the design phase to enhance flexibility for various uses.

Research into 'Reversibility' is now concentrated on adapting buildings for different purposes to reduce construction-related carbon emissions. Yet, the complete transformation of spaces for alternate uses remains a complex task. Thus, demountable buildings are seen as an effective strategy to support 'Reversibility.' This approach allows for the spatial reconfiguration of buildings without changing their core structural elements, offering a practical solution to the challenges posed by the need for versatile building use and sustainability goals.

Reuse structural component.

The construction industry is witnessing the emergence of "Reutilization" as a pivotal trend, aligning with legislative developments like France's Environmental Code Article L541-1 (2001), which defines "Reutilization" as repurposing objects for their original intended use. This concept, distinct from 'Reversibility' which focuses on altering use with social modifications, targets a technical approach through scientific methods or new materials to achieve reusability.

In the realm of construction, movable elements such as furniture and fixtures represent the most straightforward opportunities for reuse due to their ease of dismantlement. Yet, the environmental impact of construction largely stems from structural elements, which account for over 17% of the construction industry's climate impact, according to the Building and Carbon Energy Observatory (2022). Thus, reusing structural components, particularly wood and steel, due to their assembly ease, emerges as a significant challenge. Concrete structures, however, pose difficulties in reuse, and despite ongoing research, practical applications remain scarce. Notably,

buildings designed for modularity, such as De Drie Hoven by Herman Hertzerberg, have faced conventional demolition, indicating the necessity for advancements in dismantling capabilities for various materials, especially concrete.

Precast construction methods are recognized for their efficiency but are underutilized in reuse applications. Noteworthy is the rapid construction achievements in China, such as a 57-storey building in Changsha completed in 19 days. Yet, there's a gap in applying precast methods for effective material reuse, which will be explored further in section III.2 regarding assemblies between precast and demountable buildings.

In conclusion, the shifting demands within the construction sector call for sustainable development strategies that not only enhance materials but also promote demountable housing models as solutions for component reuse. In the circular economy framework, efforts like Reversibility building and structural component reuse are vital, offering resource conservation and maximizing existing structures' value. Demountable buildings represent a future-focused solution to these sustainability challenges.

III. DEMOUNTABLE BUILDINGS: SOME OF CHALLENGES

This section addresses the challenges associated with the widespread adoption of deconstructable building models in the industry. There are various difficulties; however, based on the research, the two most significant challenges pertain to architecture (Section III.1) and assembly (Section III.2).

III.1: Architectural frame

The purpose of demountable buildings is to facilitate the reuse of components; however, a significant challenge lies in ensuring that these components meet the diverse frames required for each construction project. These requirements are dependent on the architects of the projects, and currently, design standards for architects are not overly restrictive.

In France, the design practices for an office architect's plan are based on experience as follows:

- For working in a shared space (coworking, flex office, open space, etc.), the minimum required area is 15 m² per person.
- For working in an individual office, the minimum required area is 8 m² per person.
- For working in a closed collective office (several offices within a partitioned room), the minimum required area is 10 m² per person.

Unlike residential buildings such as apartments, the typical structural typology used in offices is column-beam and column-slab. Therefore, architects often use common architectural frames for office constructions. Here are some examples:

- Current standards set the thickness of offices grouped around a central strip at 15m, and the width of single-oriented residential buildings at 12 m.
- Since the 1960s, the floor heights vary depending on the programs, with 3.30 m being the standard height for offices.
- The usual facade grid for offices follows a module of 1.35m

The trend of "Reversibility" in construction is gaining momentum, promoting a versatile construction framework designed for adaptability across various uses. This approach is underpinned by research and real-world projects such as Patrick Rubin's "Construire Réversible," CANAL Architecture's 2007 initiatives, and Thierry Roche's "Guide réversibilité" by Artelia in 2010, as well as the practical application in the Black Swans project. Rubin underscores the need for a unified model to enable seamless transitions between office and residential uses. He identifies key architectural distinctions between these functions, such as the standard 1.35m grid for office facades leading to spaces around 13.5m² with ceiling heights of 2.7m to 2.8m, compared to the typically 2.5m ceiling height in residential buildings, which feature more diverse grid patterns. These differences exemplify the essential design considerations for implementing reversibility effectively.

Rubin proposes seven solutions aimed at optimizing user comfort within these adaptable structures. He advocates for a unified architectural framework that accommodates both office and residential uses, suggesting a plane frame with a 1.5m grid and a uniform height of 2.7m, as depicted in Figure 5. This proposal aims to establish a common ground for the functional conversion between office spaces and homes, emphasizing the practicality and efficiency of employing a single, adaptable framework to meet the diverse needs of both environments.

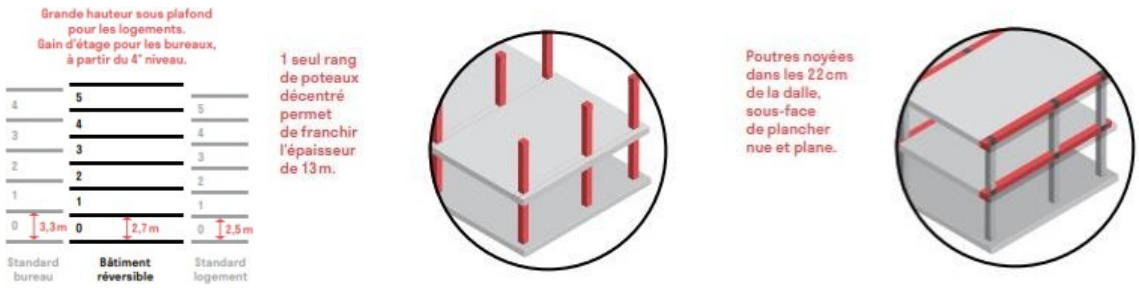


FIGURE 5. Proposal for a universal frame for residential building and office building by Patrick RUBIN (2007)

Meanwhile, Roche approaches the issue by subdividing a building into "modules." (Figure 6) This approach facilitates buildings in easily meeting standards-related requirements, such as those pertaining to people with reduced mobility (PMR) in France. These "modules" will vary in size from 5.4m * 5.4m to 8.1m * 8.1m, and all frames will be multiples of 1.35m.

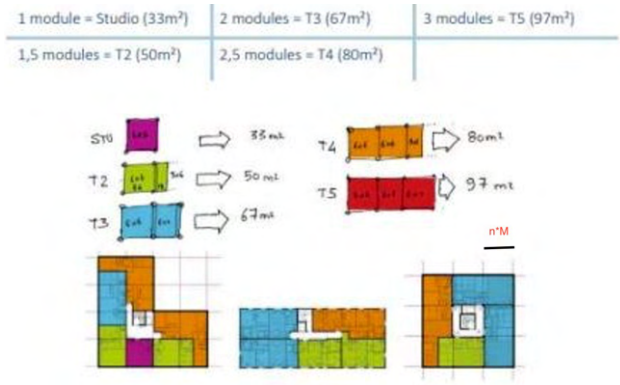


FIGURE 6. Concept « Module » (Roche 2010)

In addition, Roche emphasizes that the use of architectural frames is a "sensitive" value that highly depends on the specifics of each project. For example, the 1.35m frame is no longer widely favored by architects due to evolving work patterns. The 1.50m frame, more suitable for open workspaces, is gaining popularity. Furthermore, the adoption of a 1.50m frame size facilitates the use of a 30 cm modular coordination system, thereby easing the process of modularizing

In summary, the studies have demonstrated the feasibility of establishing a universal architectural frame for both office and residential constructions. However, a more comprehensive approach is needed through the synthesis of previous research (not only focusing on user comfort as proposed by Patrick Rubin or meeting current standards as suggested by Roche). To guide future research, we propose the following recommendations:

- Define a common "architecture frame" for these two types of buildings. Instead of aiming for an absolute value, we should establish an appropriate range of values that align with current standards and regulations. The node model should be adaptable to various construction projects, so the structural grid should be designed to fit current construction conditions, ranging from 4-6m.
- By implementing these suggestions, we can establish a more standardized and flexible approach to design that promotes reusability and adapts well to both collective buildings and offices.

III. 2: Building assemblies

Building assemblies are indispensable components for demountable buildings. Numerous sources indicate that due to the complexity of modular connections, as well as constraints related to installation, compactness, and compliance with tolerance limits, building assemblies often face significant limitations in terms of deconstruction, especially in the case of concrete structures.

Currently, building assemblies are classified based on various criteria. For example, Messler (2004) , Durmisevic (2002) , have provided different purposes for classifying assembly by the common purposes that appear in most works. To truly align with the principles of sustainable development, the classification of construction components should prioritize environmental goals alongside Functionality, Manufacturability, Cost, and Aesthetics. Integrating these considerations reflects the potential for reusing components, thereby committing to minimizing the ecological footprint of construction projects. Durmisevic (2006) put forth a classification method that is rooted in the theoretical level of joint flexibility:

- Direct chemical connection.
- Direct connections between two pre-made components.
- Indirect connection with third chemical material.
- Direct connections with additional fixing devices.
- Indirect connection via dependent third components
- Indirect connection via independent third component.
- Indirect with additional fixing device.

From a more structural perspective, Rajanayagam (2021) categorizes building assemblies into threetypes (Figure 7)

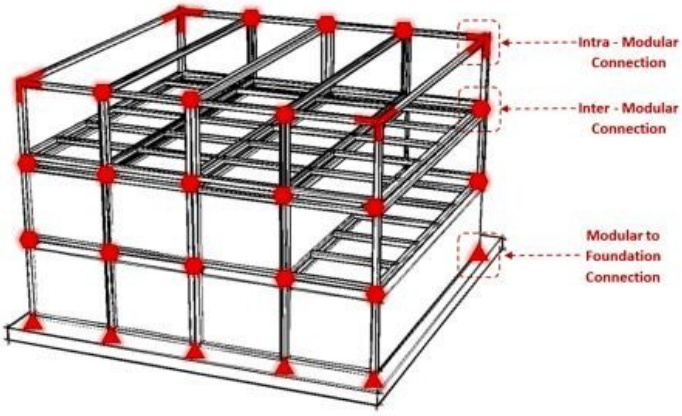


FIGURE 7. Taxonomy connections in building (Rajanayagam 2021)

- Inter-modular connections: horizontal connections in two plane directions from neighboring modules and a vertical connection within stacked modules
- Intra-modular connections: are generally referred to connections within a module, which are similar to conventional connection features.
- Foundation connection: connections between the column and foundation.

Research highlights the significance of Design for Manufacture and Assembly (DfMA) techniques to improve manufacturing and assembly processes. DfMA is divided into stages, focusing initially on Design for Assembly (DfA) to simplify product structure, as noted by Boothroyd (1994). This approach emphasizes selecting materials and processes early and making cost comparisons to support decision-making. After choosing materials and processes, a detailed Design for Manufacture (DfM) analysis follows, aiming to reduce manufacturing costs through standardization and optimization of component design and assembly.

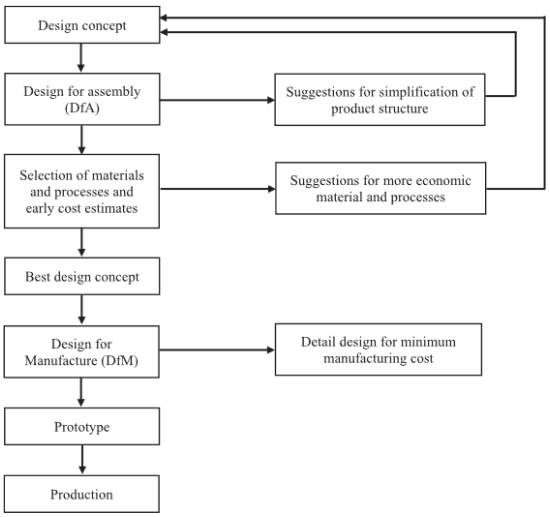


FIGURE 8. Typical stages in a DfMA procedure. (Boothroyd (1994))

In summary, the current classification and design of assemblies primarily rely on their mechanical functionality. For buildings that can be dismantled, the issues go beyond mere mechanical aspects, and there is a need for classifying assemblies based on this criterion. Consequently, assembly designs will be more comprehensive, enhancing applicability in buildings with higher dismantling capabilities.

To achieve these objectives, the application of principles such as Design for Manufacture and Assembly (DfMA) is crucial in establishing a standardized process. However, alongside this, in our future research, we will approach the issue more comprehensively by utilizing design tools such as Functional Analysis, Engineering Systems or Life Cycle Assessment:

- The Functional Analysis method can aid in constructing a well-defined solution that meets all the "requirements," wherein building assemblies designed for disassembly are considered a central object of design.
- Engineering Systems can contribute to the creation of an optimized manufacturing and fabrication system for these assemblies.
- LCA aids in quantifying potential environmental benefits throughout the life cycle of a structure, including production and dismantling stages.

IV. CONCLUSION

This study synthesizes a meticulous exploration of the necessity of demountable building models and the associated challenges in their creation. It highlights the pressing need for the construction industry to adapt to evolving requirements, underscoring the role of research in addressing these complexities. Constructing new buildings that incorporate demountable features presents a promising avenue to meet societal and environmental transitions while conserving resources.

To enhance the practical application of demountable building models, specific research into their challenges is essential, as highlighted in the introduction. We are currently undertaking a doctoral project on a demountable node model with the aim of contributing to the development of future demountable building models.

V. DISCUSSION

Below are some directions for our future research that significantly impact the node model's outcomes:

- **Diversify Materials in Demountable Buildings**: Further develop ideas for demountable buildings that use a variety of materials. Combining different materials can optimize both architectural and structural aspects. Additionally, these buildings can serve as a repository of diverse materials for the future.
- **Explore Other Influential Factors**: Besides factors like architecture and assemblies, many other aspects influence the use of demountable buildings, such as modular coordination and circular economy. Further research is needed to understand these factors and their impact on the feasibility of demountable structures

Applying design methods and industrial testing in designing the node model to optimize design choices is crucial. In addition to using DfMA methods in subsequent studies, we will employ

other methods such as Functional Analysis (FA) and System Engineering (SE). Furthermore, applying Life Cycle Assessment (LCA) methods is essential.

REFERENCES

I. Horta et al. (2013). Performance trends in the construction industry worldwide: An overview of the turn of the century *J. Product. Anal*, 39,89-99

UNFCCC. (2015). Agreement Paris. [En ligne].: https://unfccc.int/files/meetings/paris_nov_2015/application/pdf/paris_agreement_english_.pdf.

L. S. Olle Samuelson. (2023). DIGITAL TRANSFORMATION IN CONSTRUCTION – A REVIEW, *Journal of Information Technology in Construction*, 28, 385-404.

OECD. (2020). Social housing: A key part of past and future housing policy, *Employment, Labour and Social Affairs Policy Briefs, OECD*,, Paris,

I. Cieraad. (2017). Domestic Spaces, [Enligne] https://10.1002/9781118786352.wbieg0133.

R. J. Lawrence. (1982). Domestic Space and Society: A Cross-Cultural Study. *Comparative Studies in Society and History*, 24(11), 104-130

S. a. H. Y. Seo. (2001). Estimation of CO2 Emissions in Life Cycle of Residential Buildings, *Journal of Construction Engineering and Management*, vol. 127

E. Durmisevic. (2018). ReversibleBuilding Design, [En ligne]: https://www.bamb2020.eu/wp-content/uploads/2018/12/Reversible-Building-Design_guidelines- and-protocol.pdf.

P.Rubin. (2007). Construction Réversible, Paris, [En ligne]: https://canal-architecture.com/construire-reversible-2/.

Artelia. (2010). Guide réversibilité, [En ligne] : https://www.arteliagroup.com/sites/default/files/2020-02/ARTELIA_Guide_reversibilite.pdf.

H. R. et al. (2021). A-State-Of-The-Art review on modular building connections, *Structures*, 34, 903-1922.

G. Boothroyd. (1994). Product design for manufacture and, *Computer-Aided Design*, 26, 505-520

A. Alzarrad. (2019). 3D Printing Applications in Construction from The Past and into The Future, *Creative Construction Conference.* DOI:10.3311/CCC2019-103

H. Strauss. (2016). Additive Manufacturing for Future Facades, *Journal of Facade Design and Engineering*, 3

Structural and Material Identification of Historic Monuments through AI-based Photogrammetry and Ambient Vibration Testing

Abdelmalek Higoun[1], Mohamed Amine Amamra[1], Nouredine Bourahla[1]

[1] *LGSDS Laboratory, Civil Engineering Department, Ecole Nationale Polytechnique, Algiers, Algeria*

ABSTRACT In practice, assessing the structural integrity of existing structures with complex forms poses a challenge. Although photogrammetry has gained increasing recognition as a versatile and cost-effective technique for obtaining numerical three-dimensional models, it still presents some difficulties in converting the scanned models into exploitable finite element models. This paper specifically focuses on developing a suitable, reliable, and effective procedure for converting images into numerical three-dimensional models for use in the evaluation and assessment of structures. It presents a framework for the structural and material characterization of historic elements with a combined approach using ambient vibration testing. For this purpose, three elements of increasing complexity in a historic site are 3D scanned, converted to finite element models, and updated using experimentally determined natural frequencies. Relying on the shape accuracy obtained by the photogrammetry scans, a genetic algorithm is used to identify the elastic modulus and mass density of the material for the best match of the experimental and numerical frequencies. The integration of photogrammetry, AVT, and AI-based optimization genetic algorithms in this framework provides a robust and reliable approach for characterizing and investigating historic monuments.

Keywords Photogrammetry, Ambient vibration testing, Structural identification, Historic monuments, Genetic algorithm

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Cultural and historic heritage is generally constituted of a wide variety of elements that vary in size, shape, and material. The management and preservation of such monuments especially in seismic prone regions is of paramount importance, requiring the characterization of material properties and the construction of accurate finite element models for structural assessment and health monitoring. Various techniques, including photogrammetry, laser scanning, ground-penetrating radar, and other methods, are widely employed to generate 3D geometric models that can be converted into finite element models. In 2016, Barrile et al. employed a low-cost technology in which handheld digital cameras were used to create 3D models of historical edifices. Archaeological monuments' remains in Peru were structurally investigated through in-situ non-destructive testing in conjunction with numerical analysis (Aguilar et al. 2015). Other researchers employed a combination of operational modal analysis, laser scanning, and photogrammetry to validate advanced numerical models for historical buildings and multi-body megalithic stones.

(Motsa et al. 2020, Sánchez-Aparicio et al. 2014, Diz-Mellado et al. 2021, Korumaz et al. 2017). Recently, Machete et al. (2023), developed an IoT BIM-based solution for real-time monitoring of the central body of a historic palace within the context of structural health monitoring. In line with this current trend of research, the present paper introduces a framework that combines photogrammetry surveying, ambient vibration testing, and artificial intelligence techniques to determine the material properties and modal characteristics of three archaeological elements with increasing complexity, aiming to cross-check the obtained results.

II. DESCRIPTION OF THE ARCHAEOLOGICAL SITE AND THE HISTORIC ELEMENTS

The Tipaza historical site in Algeria, a UNESCO World Heritage Site, preserves the remains of civilizations from the 6th century BC to the 6th century AD, including the Phoenicians, Romans, early Christians, and Byzantines. It spans approximately 60 hectares and comprises two archaeological parks and the Royal Mauritanian Mausoleum. The site features various structures such as an amphitheater, temples, a forum, a basilica, baths, and mosaic artworks, showcasing the innovative use of materials like stone, mortar, mosaic, marble, and wood. This offers insights into ancient construction techniques and design ingenuity. The site has been selected for a study focusing on three architectural elements as shown in Fig. 1:

Column element: The selected column for analysis in this study is characterized by being fixed at its base and possesses a height of 1.35 m. The column's section, is not uniform and measured at a specific height, dimensions of 0.55 m by 0.59 m. This configuration highlights the column's structural stability and integrity, with the fixed base providing a solid foundation. Notably, the column features multiple openings, suggesting the presence of voids within its structure.

Wall element: The chosen wall for analysis in this study is 3.20 m in height. The dimensions of the wall section are 0.45 m in width and 1.50 m in height. It is constructed using some kind of stone and ruble masonry. However, upon examination, it is evident that the wall has experienced significant deterioration. Crumbling sections, and missing portions are notable features of the damaged wall.

Arches: This element is a relatively simple architectural structure composed of four interconnected arches. With a maximum height of 3.50 m and a length of 13 m, the arches command attention within the site. The damaged wall, measuring 5.50 m at its base, provides stability and reinforces the structure. Despite the damaged wall, the arches retain their shape and visual impact.



FIGURE 1. The three chosen structures from the Tipaza (Algeria) archeological site

III. PHOTOGRAMMETRIC SCANNING PROCESS

Generating a 3D model via photogrammetry requires a sizeable collection of accurately captured images depicting the entire target object from fixed distances and consistent angles and with enough overlap (Fig. 2). Repeating this process at multiple distances enhances the dataset's coverage and detail. The specimens were well spaced, allowing us to follow a meticulous procedure to extract as many details as possible from the objects. Numerous photos were taken per object at various angles and elevations, adjusting the camera settings to match the lighting across the entire dataset. Datasets comprising 49 images for the column, 279 images for the wall, and 476 images for the arches were captured and used in the alignment process. These figures achieved an overlap between 60% and 80% for distances ranging from 1m to 10m and average angles of 20° to 30°.

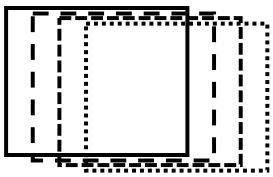


FIGURE 2. **Images overlap and different photography angles**

Image alignment in photogrammetry is the process of aligning multiple images of an object or scene in a common coordinate system. It involves identifying common features in the images and using mathematical algorithms to calculate the necessary geometric transformations. In our case we only used automatic alignment of images in RealityCapture (Reality Capture, 2023) as our photo acquisition was mostly good, but manual intervention must be expected in case of poor data collection or the impossibility of redoing the photography.

FIGURE. 3 **The reconstructed raw model from RealityCapture**

After performing the model calculations and the mesh generation in RealityCapture and exporting the model in the appropriate format (OBJ), it is imported into Houdini (SideFX, 2023). The first processing step involves reducing the polygon count of the mesh, obtained from RealityCapture, to make it suitable for rendering in the Houdini viewport. This is accomplished using the **PolyReduce** node, which allows for the specification of a percentage of polygons to retain in

relation to the original count. Photogrammetry may introduce imperfections in the generated mesh, not reflective of the actual object, attributable to factors like inadequate lighting or missing capturing angles, unwanted objects, such as supports or, in the case discussed, the ground, may also be attached to the mesh and need to be eliminated during the processing stage. Performing Boolean operations and cutting on the geometry leaves the model with some gaps and openings that need to be closed in order to create a water-tight mesh. The last step of the processing is to smooth the mesh to eliminate unwanted noise, for that several techniques can be used from direct smoothing which can offer good results, to curvature-based smoothing which is better for regular shapes as it retains the object's features. The scale of the object must be identical to the real version so the analysis can be regarded as accurate, a calibration is then required and to do so only one measurement has to be extracted and injected into the digital version and scaled uniformly. Example of processing the arches is shown in Fig.4.

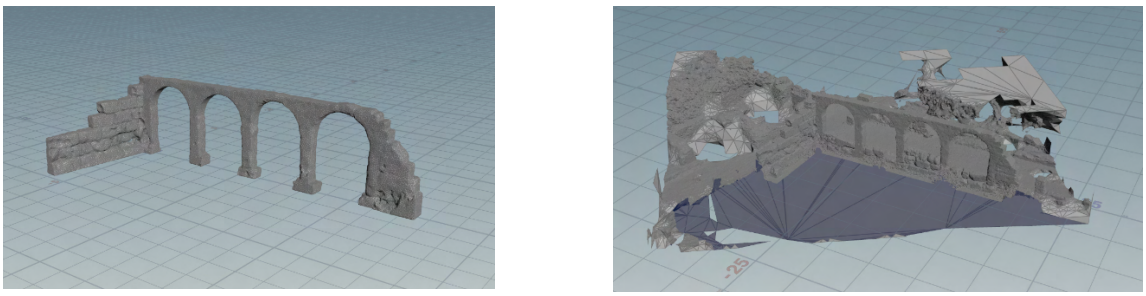


FIGURE 4. **The arches model before (right) and after (left) processing and calibration**

IV. FINITE ELEMENT MODELS GENERATION

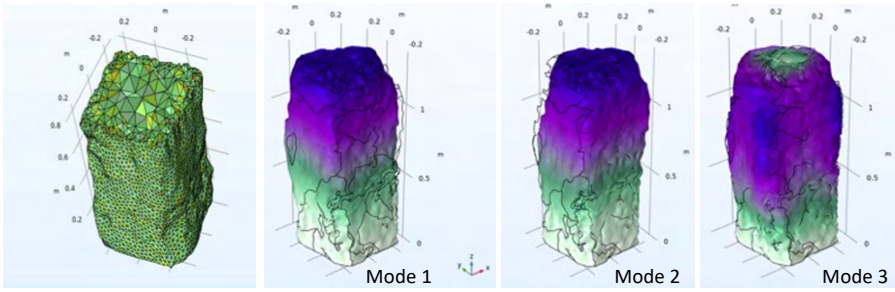
After processing, calibrating and exporting the model from Houdini as an stl file, it gets imported into the FE software COMSOL (2012) Multiphysics for analysis, so after creating a 3d component and choosing the solid mechanics physics type, we imported the model from the geometry section.

In order to address geometric modifications within COMSOL, it becomes necessary to disregard the existing mesh from Houdini. Consequently, a new surface mesh must be generated within the Mesh section of the component. The **Free Triangular** tool is employed to construct an adaptive triangular mesh featuring a non-uniform distribution. Subsequently, the **Adapt** option is executed to achieve a uniform distribution. To mitigate singularities, the element size can be adjusted, thereby facilitating control over the quantity of generated elements.

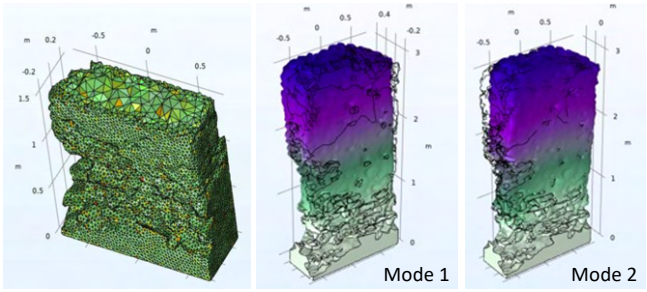
The volume mesh is then created based on the surface one with Free Tetrahedral tool. The mesh is composed of adjustable tetrahedral elements with a size node. The volume mesh can then be visualized with a mesh plot and an element filter to inspect it further. At this stage the FE model is ready for further processing, such as imposing boundary conditions, material properties, loading assignment etc.

The generated column mesh had 50310 tetrahedral elements and 238302 DoFs, the generated wall mesh had 126283 tetrahedral elements and 599025 DoFs and he generated arches mesh had 107929 tetrahedral elements and 533151 DoFs. The three models will be used in the matching procedure using the genetic algorithm to identify the material properties of the specimens. Preliminary modal

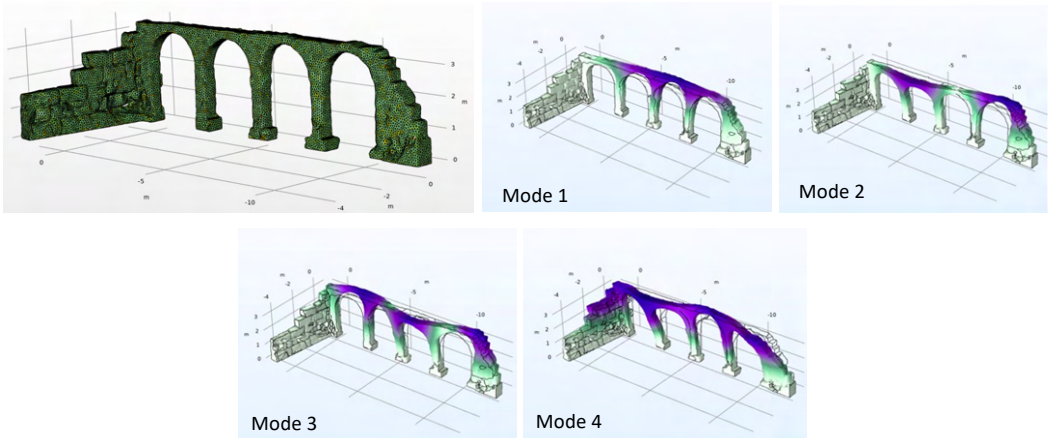
analyses were carried out to determine the mode shapes of the specimen (Fig. 5) which will help in optimizing the placement of the sensors for ambient vibration testing.



(a) Column element



(b) Wall element



(c) Arches

FIGURE 5. Final tetrahedral meshes in COMSOL with preliminary mode shapes

V. AMBIENT VIBRATION TESTING

To conduct the AVT test effectively, it is crucial to strategically place the sensors at the measurement points that capture the predominant modes of vibration and align them with the expected direction of dominant vibration signals (Bourahla et al. 2022). In this study, where the structures

are simple, the sensors were placed on the top of each structure and oriented to capture the desired horizontal and vertical directions as shown in (Fig. 6).

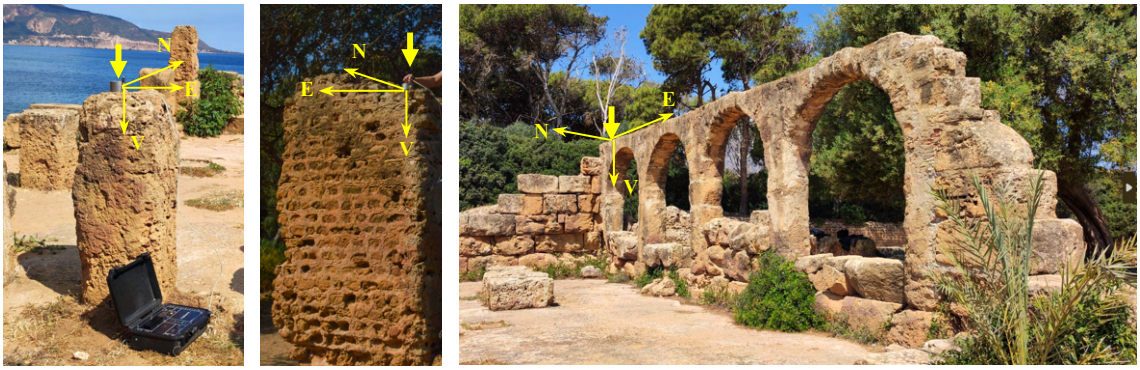
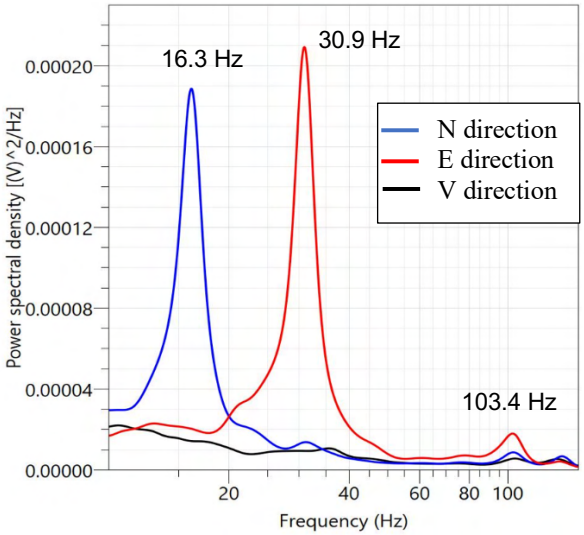
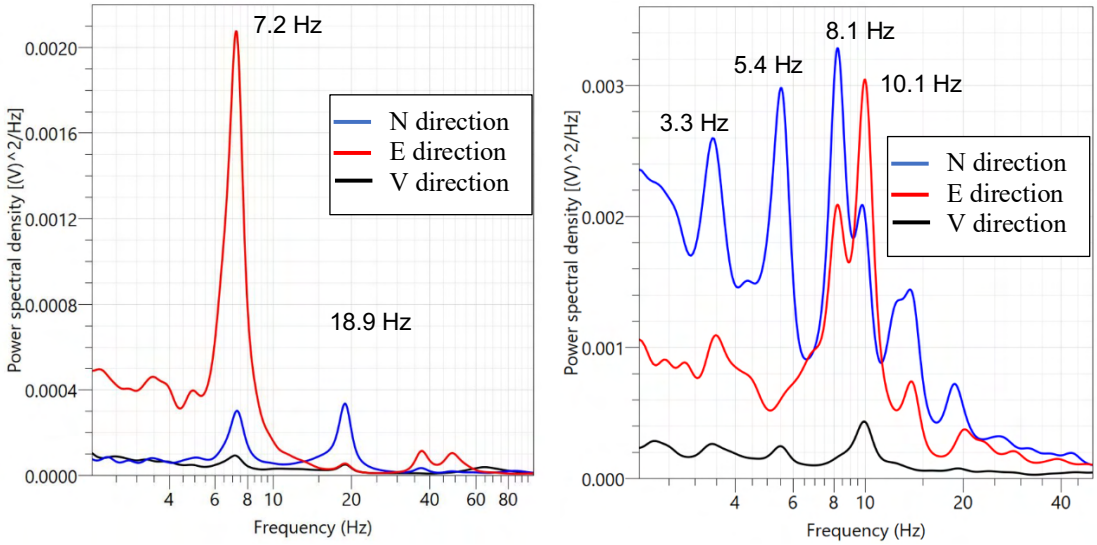


FIGURE 5. Sensor placement on the structures

The City Shark II data acquisition system was used in conjunction with a three-degree-of-freedom sensor (seismometer) type Lennartz electronic (Le3Dlite), for conducting the AVT survey. The recorded data were processed using the GEOPSY software (Wathelet et al., 2020). Given the specimens' relative rigidity, a 4-minute recording at a 250 Hz sampling rate proved sufficient to generate smooth FRF curves (Fig. 6). Challenges, such as strong winds during recordings, were effectively addressed to maintain reliable and accurate data while minimizing disturbances. The frequencies were identified using the "Peak Picking" method.



(a) Column FRF curves



(b) Wall FRF curves (c) Arches FRF curves

FIGURE 6. The measured FRF curves of the (a) column, (b) the wall and (c) the arches

VI. MODEL MATCHING AND MATERIAL PROPERTIES IDENTIFICATION

The application of photogrammetry enables the creation of highly accurate geometric 3D models, subsequently converted into finite element (FE) models. The second phase involves AVT testing, producing smooth frequency response function (FRF) curves with several pics corresponding to the natural frequencies of the tested specimens. The final stage in the proposed framework involves aligning the numerical modal characteristics with the experimental data. This alignment is achieved using a genetic algorithm to evaluate unknown structural parameters through an optimization process aimed at minimizing the error between observed data and numerical predictions. In this case, two key properties influencing the frequencies, namely Young's modulus and density, were selected for prediction (Fig. 7).



FIGURE 7. Identification framework

The genetic algorithm is initiated with a random population of 40 individuals, each representing a potential solution encoded with random values for Young's modulus and density. The assigned values fall within specified ranges of 1 to 3 GPa and 1400 to 2400 kg/m³, ensuring variability for subsequent evolution and optimization. The interface between COMSOL and the genetic algorithm (GA) is established by means of an API (Application Programming Interface) integrated into the Python code of the GA.

After generating the initial population, the fitness of each individual is assessed using an objective function that measures the disparity between experimental and simulated frequencies, considering mode contribution. Individuals are ranked, identifying those with superior performance for subsequent population improvement. The objective function is determined through the formula of the cumulative error defined as follows:

$$Objective\ Function = \sum_i \alpha_i \left| \frac{fnum_i - f_{expi}}{f_{expi}} \right| \quad (1)$$

The coefficients (α_i) represent the weights proportional to the amplitude of relative peaks of the selected number of correlated modes. The sum of all α_i coefficients is equal to 1, i.e.,

$$\sum \alpha_i = 1 \quad (2)$$

Rank-based selection is employed to choose individuals for crossover. A single-point crossover technique is adopted in which a random crossover point is selected along the chromosome, and the genetic material before and after that point is exchanged between two parent individuals. As for the mutation operation, a random mutation approach is used, where a randomly selected gene is modified within an individual.

Several termination criteria are available for the optimization algorithm, including reaching a predefined satisfaction criterion, halting in the absence of improvement for a specified number of generations, or concluding after a predetermined number of generations. In this study, convergence was reached in less than 10 iterations. The best individual, characterized by optimal Young's modulus and density values for historic structures, is identified as the optimal and satisfactory solution for the problem.

VII. RESULTS AND DISCUSSION

Using the genetic algorithm (GA) as part of the optimization process, helps to estimate the Young's modulus (E) and density values for different structural components. Initially, the specimens were chosen in ascending degree of complexity, to explore the performance of the procedure across different level of complexity. The ambient vibration results, however, showed that the simplest specimen which shows a large discrepancy between one of the fundamental numerical and experimental frequencies. The GA results, consisting of the estimated Young's modulus and the material density, for all the specimen including the column when excluding the inconsistent frequencies, are coherent with the material visual appearance of each specimen. Notably, the wall element, constructed with a form of stone rubble masonry, exhibits the lowest density. Meanwhile, the arches, showing noticeable cracks, particularly at the base of the column, demonstrate the lowest average Young's modulus (Table 1.).

TABLE 1. Estimated material properties for each specimen obtained from the GA

	Young's modulus (GPa)	**Density** ($\boldsymbol{Kg/m^3}$)
Column	1.79	2370
Wall	1.96	1800
Arches	1.17	2150

A significant conclusion drawn from this procedure is its ability to estimate the overall material properties of a structure. While invaluable when seeking global values, it may not accurately reflect the material's properties at a local scale. It is noteworthy that the matched numerical frequencies closely align with the corresponding experimental ones, exhibiting less than a 10% error, except for the column specimen (Table 2).

TABLE 2. Comparison of numerical and experimental frequencies for different specimens

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
		Column		
Experimental Frequency (Hz)	-	30.947	103.37	
Simulated Frequency (Hz)	37.110	37.408	101.610	
Error (%)	-	20.88	1.7	
		Wall		
Experimental Frequency (Hz)	7.210	18.88		
Simulated Frequency (Hz)	7.435	19.030		
Error (%)	3.12	0.8		
		Arches		
Experimental Frequency (Hz)	3.334	5.387	8.148	10.104
Simulated Frequency (Hz)	3.588	5.706	8.846	9.3
Error (%)	7.61	5.92	8.57	7.96

VIII. CONCLUSION

Despite the growing acknowledgment of photogrammetry as a flexible and economical method for acquiring numerical three-dimensional models, there are still challenges associated with transforming the scanned models into usable finite element models for structural assessment of existing structures with complex shapes and forms. This study introduces a pragmatic framework that integrates photogrammetry, ambient vibration testing, and artificial intelligence techniques, demonstrated through a case study focused on heritage elements within an archaeological site. The comprehensive process, starting from photo acquisition and progressing through alignment, mesh generation, mesh smoothing, to the transformation into 3D finite element models, is elucidated with specific details related to the analyzed specimen. Subsequent to ambient vibration testing conducted on each specimen, natural frequencies are identified. A genetic algorithm is developed to match numerical and experimental frequencies, in order to determine the material properties in terms of density and Young's modulus. The results obtained align with the visual characteristics of each specimen. It is essential to acknowledge that while this technique proves highly valuable for globally assessing material properties, its ability to predict properties at a local scale may be limited.

REFERENCES

Aguilar, R., Marques, R., Sovero, K., Martel, C., Trujillano, F., Boroschek, R. (2015). Investigations on the structural behaviour of archaeological heritage in Peru: From survey to seismic

assessment, Engineering Structures, Volume 95, 2015, Pages 94-111, doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.058.

Barrile, V., Bilotta, G., D'Amore, E., Meduri, G.M., Trovato, S. (2016). Structural modeling of a historic castle using close range photogrammetry, Int J Math Comput Simul, 10 (2016), pp. 370-380

Bourahla, N., Assameur, Z., Mebarki, A. and Abed, M. (2021). Modal identification and dynamic analysis of a 1000 years old historic minaret of Kalaa Beni-Hammad, ENP Engineering Science Journal Vol. 1 No. 2 (2021). https://doi.org/10.53907/enpesj.v1i2.56

COMSOL Multiphysics Reference Guide ©1998–2012 COMSOL

Diz-Mellado, E., Mascort-Albea, E.J., Romero-Hernández, R., Galán-Marín, C., Rivera-Gómez, C., Ruiz-Jaramillo, J., Jaramillo-Morilla, A. (2021). Non-destructive testing and Finite Element Method integrated procedure for heritage diagnosis: The Seville Cathedral case study, Journal of Building Engineering, Volume 37, 2021, 102134, https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.102134.

Korumaz, M., Betti, M., Conti, A., Tucci, G., Bartoli, G., Bonora, V., Güleç Korumaz, A., Fiorini, L. (2017). An integrated Terrestrial Laser Scanner (TLS), Deviation Analysis (DA) and Finite Element (FE) approach for health assessment of historical structures. A minaret case study, Eng Struct, 153 (2017), pp. 224-238, 10.1016/j.engstruct.2017.10.026

Machete, R., Neves, M., Ponte, M., Falcão, A.P., Bento, R. (2023). A BIM-Based Model for Structural Health Monitoring of the Central Body of the Monserrate Palace: A First Approach. Buildings. 2023; 13(6):1532. https://doi.org/10.3390/buildings13061532

Motsa, S.M., Drosopoulos, G.A., Stavroulaki, M.E., Maravelakis, E., Borg R.P., Galea, P., d'Amico S., Stavroulakis, G. E. (2020). Structural investigation of Mnajdra megalithic monument in Malta, J Cult Herit, 41 (2020), pp. 96-105, 10.1016/j.culher.2019.07.004

Reality Capture, [Online] [Accessed: 17/04/2023]. Available at: https://www.capturingreality.com/

Sánchez-Aparicio, L.J., Riveiro, B., Gonzalez-Aguilera, D., Ramos, L.F. (2014). The combination of geomatic approaches and operational modal analysis to improve calibration of finite element models: A case of study in Saint Torcato Church (Guimarães, Portugal) Constr Build Mater, 70 (2014), pp. 118-129, 10.1016/j.conbuildmat.2014.07.106

SideFX. Houdini Documentation [Online]. [Accessed: 03/03/2023]. Available at: https://www.sidefx.com/docs/

Wathelet, M., Chatelain, J.-L., Cornou, C., Di Giulio, G., Guillier, B., Ohrnberger, M. and Savvaidis, A. (2020). Geopsy: A User-Friendly Open-Source Tool Set for Ambient Vibration Processing. Seismological Research Letters, 91(3), 1878--1889, doi: 10.1785/0220190360.

Le Havre, première ville architecturée en béton armé : rénovation/restauration/réhabilitation.

Mohamed Ammami[1], Franck Allain[2], Cyril Jamet[3], Benjamin Capon[4], Anne Pantet[1]

[1] *Université le Havre Normandie – IUT,*

[2] *Société PBI*

[3] *Ville du Havre – services du patrimoine*

[4] *Membre de l'Association Ouvrière des Compagnons du Devoir*

RESUME

Le centre-ville du Havre, reconstruit entre 1945 et 1964 par une équipe dirigée par Auguste Perret. Il a été inscrit au patrimoine Mondial de l'UNESCO en 2005. Les bâtiments administratifs, culturels et cultuels (Hôtel de ville, Bibliothèque Salacrou, Eglise Saint Joseph,) mais aussi un grand nombre à usage de logements en copropriété ou locatifs constituent cet ensemble remarquable d'urbanisme d'après-guerre. Toutefois ces bâtiments commencent à présenter des désordres qui nécessitent des travaux de restauration et de rénovation, qui doivent s'intégrer, voir être invisibles dans l'ensemble architectural. Deux exemples récents sont ici illustrés dans le cadre de la valorisation du Patrimoine.

Mots-clefs Béton armé, reconstruction, restauration, rénovation, réhabilitation

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

En cette période, l'anniversaire d'Auguste Perret est célébré au Havre, où il a été avec bien d'autres acteurs, un des pionniers de la reconstruction. Au moment de la reconstruction, A. Perret a 75 ans et le béton armé fête déjà son centenaire. L'usage du béton est déjà très répandu, notamment pour les ouvrages civils, comme les ponts, les échangeurs, les barrages, les halls, les hangars à dirigeables (Orly 1921 – détruits 1944) les entrepôts, les silos, les réfrigérants, les cheminées, des réservoirs, des caissons, des châteaux d'eaux, des tranchées aussi des couvertures de stade en encorbellement, les musées et les salles de spectacle….. Son usage à l'habitat est réduit, sauf quelques immeubles stylisés, bien que des immeubles de 10 à 15 étages aient été construits aux USA (1949). Avant la guerre, les architectes Perret, Le Corbusier et Niemeyer ont déjà à cette période réalisé des immeubles et d'autres bâtiments à usage collectifs, mairie, hôpital, casino, centre postal, bref des ERP. D'un point de vue technique, le béton armé, le béton précontraint (1925) existent déjà et font l'objet de règlements, sur des bases importantes de résistance des matériaux, qui restent encore des disciplines à l'apprentissage nécessaire et ardue aux jeunes étudiants de GC.

La portée de 6,24 m si souvent soulignée dans la description du Havre n'est pas une performance technique, car en 1928, le record des poutres droites est déjà de 72 à 77 m pour le pont rue Lafayette à Paris. Cette grandeur caractéristique n'a de sens qu'associée à la section de la pièce, à la quantité de béton, et d'acier, et qu'à son poids. La trame régulière de 6,24 m a permis la préfabrication et par conséquent de l'économie. Pour Jacques Tournant, ces éléments de base ont permis d'obtenir une unité de conception de la ville. Elle est aussi intéressante car elle donne le rythme à l'architecture de la ville (J. Abram, 2002- 2003) et on peut dire que Le Havre est la première ville architecturée en béton armé (Pantet A. et al. 2018) et propulse d'autant plus l'usage de la préfabrication et de la planification à grande échelle des constructions. La préfabrication est elle aussi déjà opérante, d'abord avec des éléments de structures tels des tuyaux, des poutres pour planchers (1875 par J. Ward aux USA, 1891 par E. Coignet) et ensuite généralisé avec les travaux de dans le domaine de l'habitat dense afin de laisser l'espace à la nature, à la circulation.

A la reconstruction, le béton n'est plus considéré comme « la soupe de pierres, de sables et de ciments » , il a déjà fêté son centenaire. C'est un vrai matériau de construction, voir le matériau, il est décrit comme un matériau des ouvrages où les matériaux traditionnels ne sont pas utilisables. On comprend alors pourquoi les architectes l'ont adoptés pour réaliser les formes de l'imaginaire. Il a fait l'objet de nombreuses études à la fois de physico-chimie sur les processus complexes de prise, mais aussi mécanique avec le retrait à l'échelle du matériau avec les laboratoires de recherche, mais aussi à l'echelle de l'ouvrage pour comprendre la distribution des charges, même en zone sismique. A vrai dire, il a déjà été le matériau de la reconstruction de la guerre 14-18, pour de nombreux ouvrages.

Le projet à créer est d'une superficie de 150 ha de ruines d'un seul tenant, soit environ 10 000 logements répartis sur 150 ilots suivant une trame orthogonale, avec trois grands ensembles architecturaux. Pour l'Atelier de reconstruction, le défi était de construire une cité neuve rapidement, en considérant les contraintes des dommages de guerre et en introduisant une qualité de vie, telle que définie par la Chartes d'Athènes en 1943, à savoir le droit au soleil, à l'espace et la verdure.

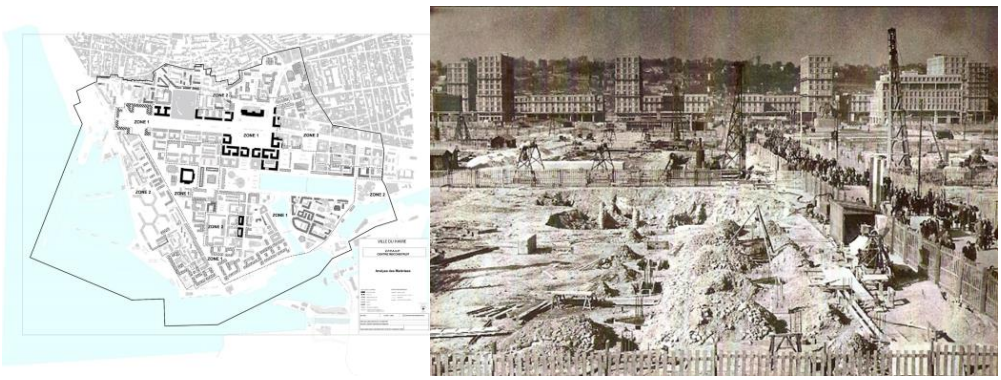


FIGURE 1. Plan de l'ensemble architecturé et vue des travaux en cours des ISAI vers la rue de Paris (Archives municipales de la vile du Havre)

Aujourd'hui dans cet ensemble architectural, les plus vieux bâtiments (ISAI) ont plus de 75 ans et il faut leur reconnaitre encore une belle stature. Toutefois, des effets du temps et des agents atmosphériques ont commencé à produire des dégradations. D'importants travaux sont menés régulièrement sur des ilots et on peut citer les travaux de rénovation de l'Eglise Saint Joseph.

Des programmes de restauration suite à des diagnostics sont régulièrement entrepris. Les dommages principalement observés sont la carbonatation et par voie de conséquences la corrosion des aciers. Les structures bétons (poteaux, poutres, balcons…) datant de la construction renferment des armatures en acier doux, couramment utilisées à cette époque et un dosage en ciment variable.

L'objet de cet article est de présenter le phasage des travaux de restauration entrepris sur l'ilot V38 proche des ISAI mais aussi de la Halle aux Poissons dont l'architecture a été confiée en partie à deux architectes havrais Fabre et Le Soudier. Avant 1995, il était courant de réparer avec des rustines de « ciment », superficielles, sans respecter la couleur du béton initial. Des réparations insuffisamment détaillées peuvent entraîner un aspect médiocre et une dégradation continue. Depuis la restauration de l'église Saint-Joseph, entre 2003 et 2005, la réparation du béton ancien exige un niveau de compétence comparable à celui requis pour la réparation de la maçonnerie en vue de sa conservation (Pantet et al. 2016). L'église St Joseph est inscrite dans la liste des Monuments Historiques depuis 1965, et ce peu de temps après sa construction de 1951-1957, par A. Perret, J. Poirier, G Brochard et R. Audigier, Après plus de vingt ans, les réparations qui ont été effectuées, restent satisfaisantes dans l'ensemble. Aucun signe de nouvelle dégradation n'apparaît et les techniques développées lors de ces importants travaux ont pu être validées. La qualité des travaux de réparations effectués par des ouvriers et compagnons qui ont l'expertise de la taille de pierres est remarquable. Les services de la ville du Havre veillent sur la bonne santé de ces ouvrages et assistent les copropriétaires. Pour les bâtiments publics, les contrats de travaux définissent les conditions générales (les travaux inclus dans le devis) et les conditions générales complémentaires, le cas échéant, les spécifications applicables aux travaux. Pour les bâtiments privés, le propriétaire est d'accord avec les travaux sur la base d'un contrat à prix fixe.

II. PATHOLOGIES OBSERVEES

A. Brève description des bâtiments Perret

Les structures des bâtiments sont constituées de poteaux, poutres, balcons. Les façades insérées dans la structure sont composées d'éléments préfabriqués de 4 à 5 t, à l'horizontale en face de son emplacement définitif et mis en place par simple pivotement avec un dispositif de levage léger. Ils sont à deux ou trois baies. Le système est un composite complexe, avec des parties en saillies au niveau des baies. L'emboitement des éléments aux poteaux et aux poutres est soigné, toutefois sa performance thermique aux normes actuelles est à vérifier. Le remplissage est constitué de panneaux préfabriqués avec lame d'air. Les aménagements intérieurs (portes, fenêtres…) ont été fournie par des entreprises après consultation à l'échelle nationale. L'étanchéité est considérée satisfaisante, mais le dispositif reste complexe. (Poirier et A Hermant, (1953) et P.E. Lambert (1963)).

(

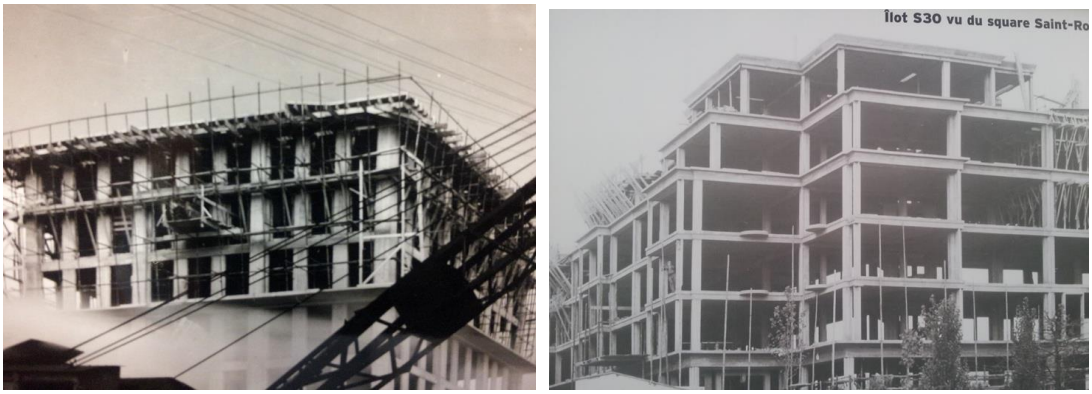


FIGURE 2. Photos de chantiers illustrant la structure en trame de 6.24 m (Archives municipales de la ville du Havre)



FIGURE 3. Photos du montage des panneaux de façades (Archives municipales de la ville du Havre) et vue d'ensemble d'un bâtiment avec façades avec et sans fenêtres

B. Défauts et dégradation du béton

Les dégradations constatées sont celles classiquement observées sur des ouvrages en béton armé vieillissant dans un contexte industriel et maritime. La pollution atmosphérique nécessite la réalisation de travaux coûteux pour assainir les bâtiments et les restaurer.

La corrosion des armatures en acier est peut-être la cause la plus fréquente de dégradation et de réduction de la durabilité des structures en béton. Un enrobage insuffisant des armatures métalliques a entraîné leur corrosion et provoqué l'éclatement du béton. Trois causes principales sont responsables de la corrosion : la pénétration de l'eau, l'attaque des chlorures et la carbonatation exacerbée. La vitesse de carbonatation dépend de la perméabilité du béton, de l'étendue et de la profondeur des fissures, de l'humidité ambiante. Les fortes pluies, le gel ou les changements de température peuvent également provoquer des fissures à la surface du béton. La profondeur peut être déterminée à l'aide d'une solution de phénolphtaléine. Lorsque la carbonatation a pénétré à une profondeur équivalente à celle de l'enrobage, il convient d'enlever

une grande partie du béton dégradé afin d'exposer toute la circonférence de l'armature. Si la corrosion est grave, mais pas généralisée à l'ensemble de la structure, il est possible de buriner le béton pour exposer l'armature et la traiter. Il est nécessaire d'enlever la rouille de surface, de nettoyer à fond et d'effectuer les réparations appropriées. Des fois, l'armature doit être remplacée

La corrosion des armatures est un processus électrochimique bien connu. L'acier rouille en surface en raison de la pénétration directe de l'eau par les fissures et de la percolation de l'eau à travers le béton non fin ou de la condensation en surface. A noter, que les rambardes métalliques sont souvent d'origine et que certaines se délaminent comme le fer forgé par manque d'entretien.



FIGURE 4. **Illustrations des pathologies couramment observées : corrosion et patch de ciment gris (dossier la ville du Havre et crédit photo Moniteur -Marteau)**

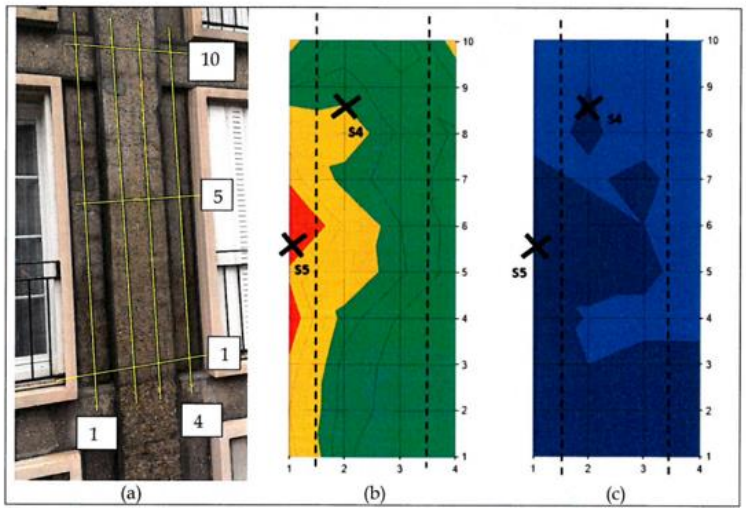


FIGURE 5. Exemple de diagnostic (étage 2 – poteau intermédiaire- potentiel vs AG/AgCl (mV) et Résistance en κΩ réalisés par la ville du Havre (dossier ville)

C. Travaux généralement menés sur les ouvrages historiques en béton armé

De nombreux facteurs doivent être pris en compte pour la réparation de conservation

- Importance de la structure
- Impact de la réparation sur le caractère du bâtiment

- Gravité de la détérioration

D'autres facteurs, les aspects financiers et les conséquences d'une réparation par étapes, ainsi que la durée de vie prévue des options de réparation possibles sont également examinés. Toutes les étapes seront illustrées pour chaque bâtiment décrit.

L'analyse des matériaux d'origine peut être nécessaire pour garantir une spécification appropriée du mélange. Pour le traitement des fissures, l'enlèvement et le remplacement de la zone affectée constituent l'approche la plus simple. Des essais appropriés sont recommandés afin de vérifier que les produits utilisés lors des réparations restent compatibles avec le béton en place.

L'entreprise sait mettre en œuvre les principes habituels de décapage, de ragréage au marteau pneumatique, pour dégager les armatures métalliques (1). Ensuite, un produit anticorrosion est peint pour la passivation des armatures (2). Un agent de liaison tel qu'un coulis de ciment est appliqué (3). Avant d'appliquer les revêtements, les supports doivent être nettoyés à l'aide d'un couteau et d'une brosse, les surfaces doivent être humidifiées pour faciliter l'adhérence et éviter le dessèchement du béton de finition (4). La surface est ensuite talochée à la main pour obtenir une finition satisfaisante (5) et doit être protégée du soleil, du vent et de la pluie. Enfin, les surfaces sont abrasées par sablage ou hydrogommage (6).

Les enduits protecteurs et les scellants, conçus pour réduire la pénétration de l'humidité et des chlorures, peuvent être utiles en prévention. Si la corrosion a déjà commencé, ces produits peuvent être inefficaces.

III. RESTAURATION DE L'ILOT V38

A. Constats et travaux

Le bâtiment est un R+3, situé à l'angle de la rue de Paris et du Quai Georges V, à proximité des ISAI. La durée des travaux est de neuf mois (du 06/06/2018 au 28/02/2017 – date de réception) avec une équipe de quatre personnes. Le montant est de 200 000 Euros HT.

TABLEAU 1. Quantitatif

Descriptif technique	Quantité
Hydrogommage	1200 m²
Traitements des éclats de béton sur encadrement de fenêtre	400 m²
Traitements des éclats sur bâtiments Perret	200 m²
Reprise des listels	500 ml
Revêtements de façades de type décoratif -Traitement D3 films épais /D1 hydrofuge/ piloliteD2 films minces	500 m² – 1000 m²-150 m²
Traitement joint de dilatation	30 ml
Traitement des rives de balcon filant	100 ml
Peinture au sol	180 m²

Les dégradations constatées sont classiques : éclatements, écaillage, oxydation localisée. Sur la figure 6 (a), le chantier est bien protégé pour garantir la sécurité des travaux, pour éviter des projections. La figure 6 (b) montre l'ensemble terminé pour fêter les 500 ans du Havre.



FIGURE 6. Vue d'ensemble de l'ilot V38 en chantier et terminé en 2017 (Photos PBI)

B. Les principales étapes et la planification des travaux

Toutes les étapes seront illustrées pour chaque bâtiment décrit. La figure 5 montre les travaux de purge et de dégagement des aciers sont effectués mécaniquement (marteau pneumatique) en périphérie pour enlever tout le béton carbonaté et permettre un accès facile aux armatures



FIGURE 7. Photos des travaux de purge sur poteaux et encadrements saillants des baies vitrées, une spécificité de l'Architecture Perret (Photos PBI)

Les armatures sont par la suite protégées (passivation des aciers) et recouverts d'une barbotine avant la réparation des mortiers, (Figure 6). Le remplissage et la finition du mortier s'effectue en trois étapes (1) dégrossir les réparations (2) mortier spécial en harmonie en respectant la couleur et la texture du mortier initial (3) bouchardage au marteau pneumatique pour souligner le grain du béton et la couleur des agrégats.

L'entreprise, qui travaille depuis plus de dix ans sur la méthodologie de traitement des bétons, a mis au point dans son laboratoire une nomenclature en fonction des types de mortier rencontrés. Plusieurs formulations ont été étudiées et comparées aux bétons initiaux. Les mortiers patrimoine

de différents fournisseurs classés R3/R4 sont utilisés avec des agrégats issus de différentes carrières de la région.



FIGURE 8. Traitement des armatures par passivation sur poteaux et encadrements (Photos PBI)

Le traitement des joins de dilatation nécessite un décapage de l'ancien



FIGURE 9. Le traitement des poteaux intermédiaires et des poteaux avec joins de dilatation (Photos PBI)

Le temps de réparation d'un pilier d'arcade 5.50 à 6,00 ml de haut :

- Purge du béton : 2 jours
- Sablage et passivation des aciers : ½ jour
- Dégrossi de rebouchage : 1 jour
- Coffrage pour remplissage avec ajout agrégats, façonnage d'angles et bouchardage : 1 jour

Un film plastique est fixé autour du pilier pour contrôler le séchage

IV. RESTAURATION DE LA HALLE AUX POISSONS

La halle aux poissons (1952), appelée le Pentagone Havrais fait partie des constructions codirigées par des architectes (A Le Donné de l'Atelier Perret et des architectes locaux C. Fabre et J. Le Soudier). Ces deux derniers ont aussi conçues les halles centrales (1960) caractéristiques par sa toiture courbe, qui se démarque de la verticalité de Perret. Liberté dans l'espace, que développeront encore plus G. Gilet avec sa passerelle métallique (1966) et O. Niemeyer avec le Volcan en béton construit entre 1978 et 1982. Elle située dans le quartier Saint François, à proximité du bassin du Roi.

La description technique des travaux comportement de nombreuses phases : installation et protection du chantier (2) reprise des fissures et cassures des éléments extérieurs (3) ravalement des soubassements en pierre, ouvrages en béton sur soubassement, R+1 ouvrages avec châssis, lanterne coupole (4) peinture châssis bois (5) installation électrique, (6) reprise du béton bouchardé.

Le coût a été négocié au forfait à 228022 € HT. L'effectif était de deux personnes, pour une durée du chantier Janvier 2022 à Juin 2022



FIGURE 10. **Plan du « Pentagone Havrais » et vue d'ensemble – Nettoyage des surfaces (Photos PBI)**



FIGURE 11. **Le traitement des poteaux intérieures et extérieurs s et des poteaux avec joins de dilatation (Photos PBI)**

IV. CONCLUSIONS

Au travers de ces deux exemples, la première ville architecturée en béton armé sait prendre soin de son patrimoine, en respectant la sécurité des ouvrages et leur esthétisme. La valorisation du Patrimoine Mondial de l'UNESCO est un enjeu touristique et urbain pour la Ville.
Par ailleurs, la ville du Havre constitue un contexte particulier, il serait intéressant de s'interroger également sur l'usage du béton armé à différents niveaux :

- Le béton monumental de Niemeyer
- Le béton des hangars et silos du port
- Le béton des autres quartiers.

REFERENCES

[1] J. Abram, *Encyclopédie Perret*, Editions du Moniteur, coédité Momum, Editions du Patrimoine, 2002
[2] J. Abram, « Le Havre, La ville reconstruite par Auguste Perret », proposition d'inscription sur la liste du patrimoine mondial, Ville du Havre, Le Havre 2003.
[3]J. Poirier et A Hermant, « Porte Océane », Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n°65, 1953 – série : Architecture et Urbanisme (X) (p 439 – 464)
[4] P.E. Lambert, Cahiers du CSTB - cahier 190 - n°21, 1963, 26 pages
[5] Ollivier, J.P., Vichot A. et ATILH. La durabilité des bétons. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2008.
[6] A. Pantet, J.M Kanéma, C. Jamet. (2017) - Maintenance and repair of concrete structures of Le Havre, the city rebuilt by Perret, inscribed to the World Heritage list. fib_symposium_Maastricht, 297, v3 (final)
[7] A. Pantet, I. Valtier, R. Eleta-Defilippis, M. Chevé, V. Bonneau- Contremoulins– (2018) Le Havre, la première ville architecturée en béton armé. AJCE special issue, vol 36 Rencontres de l'AUGC, ENISE/LTDS, Saint Etienne, 19 au 22 juin 2018

Toutes les informations historiques (non citées en références bibliographiques) proviennent de la BNF et celles relatives à la reconstruction des Archives Municipales de la ville du Havre. Nous souhaitons remercier M P. Beaumont, le responsable de ce service pour son aide et son accueil.

Posters

Review on the mechanical performances of calcined and uncalcined laterite based-geopolymer binders

Théodore Gautier L.J. Bikoko[1,2], Jean Claude Tchamba[3]

[1]Department of Civil Engineering Science, University of Johannesburg, PO BOX 524, Auckland Park, Johannesburg, South Africa, lejeunegautier@rocketmail.com

[2]Institut Supérieure des Sciences des Techniques Industrielles et Commerciales (ISTIC)/Ecole d'Ingénierie Industrielle, Cameroun.

[3]Department of Civil Engineering, ENSET, University of Douala, PO BOX 1872, Douala, Cameroon

ABSTRACT

Laterite soils can be found in tropical and subtropical zones and are widely used as a sub-base layer of rural road construction or as a backfill material by the construction industry. This paper presents the review of literature on the mechanical properties of calcined and uncalcined laterite based-geopolymer binder's. This investigation aims to examine the utilisation of calcined and uncalcined laterite soils as a solid precursor or not for the development of alkali-activated materials. The outcomes from this study showed that 900°C is optimum calcination temperature of uncalcined laterite sample to have their high reactivity. This review also demonstrated that there is lack of study in other mechanical properties such as modulus of elasticity, elongation, hardness, fatigue limit, ductility, impact resistance, fracture toughness etc. on calcined and uncalcined laterite based-geopolymer binders. This study also revealed that the place and depth of collection of the raw laterite have an impact on the mechanical properties of geopolymer binders.

Keywords mechanical performances, calcined laterite, uncalcined laterite, geopolymer binders

I. INTRODUCTION

The growing population especially in developing countries like Cameroon increases the need for housing, which in turn increases the need for cement to build these buildings or housings or lodgings and other civil engineering infrastructures such as roads, pavements, bridges, viaducts, airports, railways, dams, walkways, pools, stadia [1] etc. As a result, the cement industry continues to emit the carbon oxide (CO_2) greenhouse gas. It was reported that 0.4 to 0.92 tons of CO_2 is emitted in the production of 0.6 to 1 ton of ordinary Portland cement (OPC), respectively

[1-8]. Andrew [9] also stated that the production of Portland cement (PC) alone contributes for about 8% of the global CO_2 emissions. As a solution to this issue, several alternative binder materials known as geopolymer (cement-less) binders and obtained by mixing aluminosilicate materials or precursors or starting materials with alkaline or acidic medium have been suggested for the full substitution or replacement of PC in order to limit the use of clinker. Geopolymer binders have been used as alternative binders to OPC since its invention in 1972 by Prof Joseph Davidovits a French chemist known as the inventor of "Geopolymer Science" to overcome the production of CO_2 emission resulted to the calcination of limestone for the manufacturing of clinker for the production of Portland cement. Previously, laterite soils were used as a sub-base layer of rural road construction or as a backfill material by the construction industry or mixed with Portland cement or lime for the production of earth-compressed blocks [10-19]. Recently, some studies have suggested laterite soils as a solid precursor in the development of alkali-activated materials also called "geopolymers" [11, 14-16]. These recent researches have shown that thermal activation of the raw laterite soils exhibited pozzolanic characteristics and have shown interesting properties of laterite-based geopolymer binders [14, 16, 18-21]. This has geared scientists and researchers to investigate and explore the physicochemical and engineering properties of both calcined and uncalcined laterite soils. A wide range of solid precursors or starting materials including volcanic ash, fly ash, ground granulated blast furnace slag, rice husk ash, municipal solid waste, bamboo leaf ash, clay brick waste, silica fume, sugarcane bagasse ash, metakaolin [22-25] etc. have been used for the development of alkali-activated materials. However, compared to other solid precursors such as fly ash, ground granulated blast furnace slag and metakaolin, there is still limited research which use calcined and uncalcined laterite soils as a solid precursor for the development of alkali-activated materials.

Despite the outstanding works conducted on the utilisation of calcined and uncalcined laterite soils as a solid precursor for the development of alkali-activated materials, there is still limited reviews available which have considered in depth the mechanical performances of calcined and uncalcined laterite based-geopolymer binders. Hence, this paper seeks to fill that gap in the literature by providing useful insight into some of the works done by previous researchers on calcined and uncalcined laterite soils as solid precursor to form geopolymer binders.

II. MECHANICAL PROPERTIES

The mechanical properties of a laterite based-geopolymer binder's show how it responds or deforms to an applied load. The mechanical properties of laterite based-geopolymer binders are influenced by the molar ratio (Si/Al), curing time, curing temperature, alkaline activator types, water content, the thermal or treatment temperature of laterite, and the chemical and mineralogical composition of the precursors/ aluminosilicate or starting materials used i.e. laterite. The mechanical properties are modulus of elasticity, compressive strength, tensile strength, elongation, hardness, fatigue limit, ductility, impact resistance, fracture toughness etc.

Kaze et al. [26] have collected two different laterites namely iron-rich laterite (LAI) and lateritic clay (LAC) from Montée des Sœurs and Ngoa-Ekellé, respectively in Yaoundé city, Cameroon and used them as solid precursors. Before being used for the geopolymer preparation, the above laterites were calcined at 600°C and labelled LAI600 for iron-rich laterite calcined at 600°C and

LAC600 for lateritic clay calcined at 600°C. Table 1 reports the chemical composition of raw and calcined laterites used. The preparation of the geopolymer composites included mixing both calcined laterites i.e. calcined iron-rich laterite and calcined lateritic clay separately with each alkaline activating solution i.e. sodium silicate or phosphoric acid. The liquid/solid mass ratios of 0.6 and 0.8 for calcined iron-rich laterite (LAI600) and calcined lateritic clay (LAC600), respectively were used. The fresh pastes were cast into cylindrical molds of 30 mm of diameter and 60 mm of height. It was reported that the compressive strength increased from 6 to 17 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for iron-rich laterite (LAI) when consolidated with an alkaline solution (AS) and after cured at 20°C, from 29 to 40 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for lateritic clay (LAC) when consolidated with an AS and after cured at 20°C. In the same paper, the authors stated that the compressive strength decreased from 15 to 10 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for LAI when consolidated with an AS and after cured at 40°C, from 38 to 30 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for LAC when consolidated with an AS and after cured at 40°C, from 38 to 30 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for LAC, respectively when activated with an AS and after cured at 40°C. The authors also asserted that by increasing the curing temperature from 20 to 40°C when activated with phosphoric acidic solution favoured the increase of mechanical strength in samples based on both laterites i.e. LAC600 and LAI600.

TABLE 1. Chemical composition of raw and calcined laterites [26].

Oxides (wt.%)	Lateritic clay (LAC)	Calcined lateritic clay (LAC600)	Iron- rich laterite (LAI)	Calcined iron-rich laterite (LAI600)
Fe_2O_3	13.15	13.07	49.34	48.93
SiO_2	43.00	48.36	20.11	22.00
Al_2O_3	28.10	32.35	17.35	24.40
P_2O_5	0.23	0.18	0.33	0.34
K_2O	0.10	0.06	0.03	0.06
CaO	0.03	0.05	0.03	0.05
TiO_2	2.03	2.51	0.903	1.12
Cr_2O_3	0.06	0.07	0.21	0.18
ZrO_2	0.05	0.05	0.03	0.05
L.O.I	13.33	3.33	11.66	3.22

Lecomte et al. [27] reported a compressive strength between 12 and 20 MPa from mixture of laterite clay with nitric acid/calcium hydroxide and fulvic acid/calcium hydroxide, respectively after oven-cured at 60°C. Goure-Doubi et al. [28] reported a mechanical strength of 1MPa of raw laterite activated with fulvic acid. Bewa et al. [29] reported the influence of curing temperature on

compressive strength of laterite based-geopolymer calcined at 700°C and activated with phosphoric acid solution. The outcomes of their study revealed that increasing the curing temperature from 40 to 90°C resulted in a reduction of strength from 83 to 24 MPa. This is due to the appearance of micro cracks within the matrix. Latifi et al. [30] reported a decrease in mechanical strengths with mixtures of laterite soils activated with sodium silicate solution without applying an oven curing. They also stated that the mechanical strengths were increased with an increase in the curing days from 3 to 90 days as well as the concentration of sodium silicate. Lemougna et al. [31] mixed indurated laterite calcined at 700°C with calcium carbonate and slag to produce geopolymer. The findings of their study revealed the dry compressive strength of 75 MPa when 50 wt% of slag was added in the mixture while compressive strength of 35 MPa was obtained at 20 wt% of calcium carbonates added. The mechanical performance improvement recorded due to both used of calcium carbonate and slag in the formulation of laterite-based geopolymer was attributed to synergetic combined effect of N-A-S-H and C-A-S-H gels which strengthened and densified the formed structures. Longos et al. [32] reported a compressive strength of 36.30 MPa after mixing 50.12 wt% of nickel–laterite mine waste (NMW) and coal fly ash with solid/liquid of 0.428. Permatasari et al. [33] mixed 0.5 and 1.0 wt% of nano TiO_2 with laterite calcined at 750°C in the formulation of geopolymer and found that the flexural strengths were 9.6 and 9.5 MPa. Nemaleu et al. [34] incorporated waste granite and basalt up to 20 wt % into laterite to produce geopolymer. The outcomes of their study revealed that the compressive strengths were between 7.5 and 35.9 MPa and 6.2–39.7 MPa for laterite/granite and laterite/basalt, respectively. This effect can be attributed to the coexistence of the amorphous Na-aluminosilicate, Ca-aluminosilicate, as well as, Na- polyferrosialate species that were responsible for the mechanical properties' development recorded on the end-products. Subaer et al. [35] mixed three laterite soils calcined at 750°C containing iron oxide (Fe_2O_3) between 10 and 30 by wt% with an activating solution comprising NaOH pellets and commercial sodium silicate. The authors found that the sample containing high amount of Fe_2O_3 i.e. 30.42 by wt% achieved a compressive strength of 39.91 MPa. Gualtieri et al. [36] mixed laterite calcined at 750°C and then activated with phosphoric acid and reported an enhancement in the flexural strength and elastic modulus in the ranges of 3.3–3.5 MPa and 12–33 GPa, respectively. This enhancement has been attributed to porosity than to the composition of mixtures. Kamwa et al. [37] have combined sodium silicate, sodium hydroxide and phosphoric acid solutions to activate natural pozzolan used as aluminosilicate precursor in order to manufacture compressed lateritic earth bricks. laterite soil (LS), natural pozzolan (PZ) and sand (Sa) were the raw materials used in their study. The lateritic soil (LS) was used as matrix of compressed bricks and was collected from Mangoule in the Littoral region of Cameroon. Natural pozzolan (PZ) was used as a source of aluminosilicate and was collected from a quarry located in Djoungo in the Littoral region of Cameroon. River sand (Sa) used was collected from the Sanaga Maritime River in the Littoral region of Cameroon and used as aggregate in the preparation of compressed lateritic earth bricks. The authors concluded that the use of acid-activated geopolymer binder in the production of laterite-based compressed earth bricks is more effective compared to the use of an alkali-activated geopolymer binder. This high performance of acid-stabilized compressed lateritic earth bricks is due to the high reactivity of natural pozzolan in acidic medium allowing the formation of Al-O-P bonds. Figure 1 and Figure 2 showed how in the acidic medium, the mechanical performances are higher than in alkaline solution, respectively.

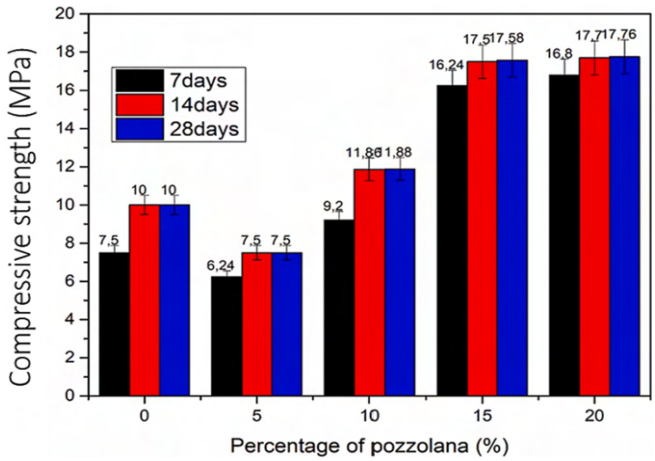


FIGURE 1. Compressive strength of acid stabilized CEBs cured at room temperature [37].

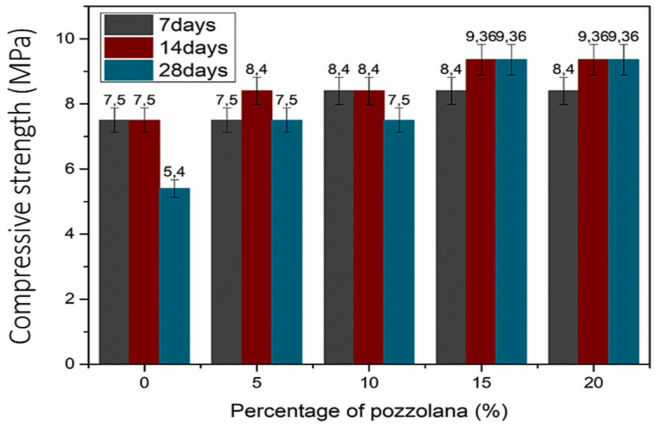


FIGURE 2. Compressive strength of alkaline stabilized CEBs cured at room temperature [37].

Abomo et al. [19] investigated the chemical and mineralogical composition of laterite layer based-geopolymer binder. The authors reported that the properties of geopolymer binders developed depend of laterite soils layer used in a profile. They also stated that increase in concentration of alkaline solution led to increase in flexural strength of geopolymer pastes as reported in Figure 3, where C0, C1, C2, C3, D0, D1, D2, D3, E0, E1, E2 and E3 in the X-X axis of Figure 3 correspond to different sampling depths.

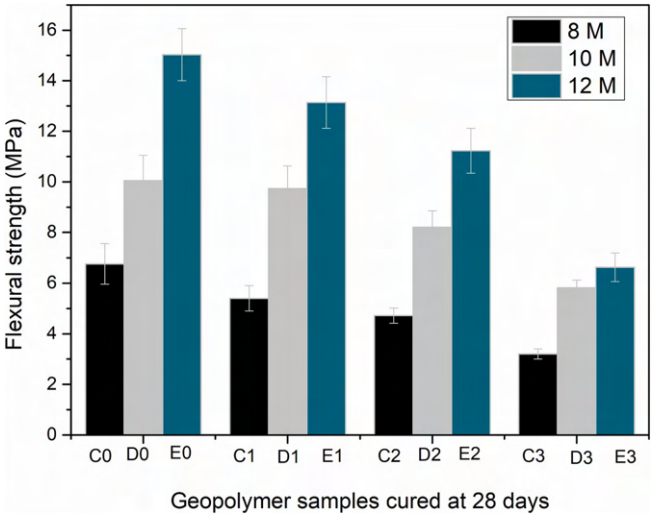


FIGURE 3. **Geopolymer samples cured at 28 days** [19].

Kaze et al. [38] investigated the performances of geopolymer products prepared using calcined iron-rich laterite at 600°C (LAT600) with different alkaline solution (AS) to calcined laterite (AS/LAT600) mass ratio ranging between 0.45– 0.65. The alkaline solution was prepared by mixing an aqueous NaOH solution with commercial sodium silicate solution in weight sodium silicate to NaOH solution ratio of 2. The prepared alkaline solution was kept at room temperature for 24 h before being used. The compressive strength was measured on consolidated samples at 7 and 28 days. The authors reported that the mechanical performance increases with the liquid to solid ratio till reaching the maximum at 54 MPa at 0.55 (see Figure 4). The authors also stated that further increasing in AS/LAT600 mass ratio above 0.55 caused a decrease in compressive strength from 54.41 to 46.40 MPa as can be seen in Figure 4.

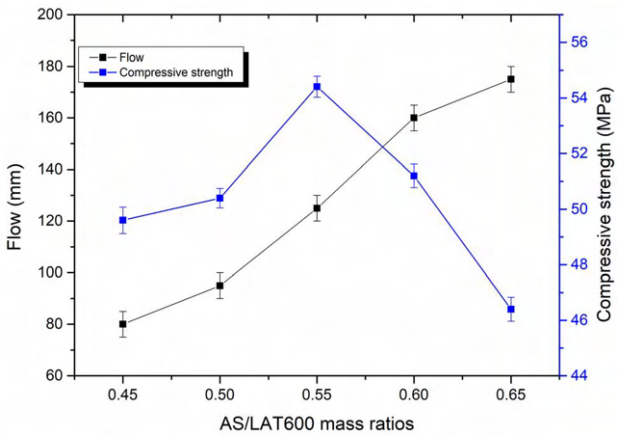


FIGURE 4. **Compressive strength of geopolymer products cured at 28 days** [38].

Komnitsas et al. [39] combined the residues of calcined Ni-rich laterite acid leaching at 800 and 1000°C with an alkaline activating solution. The outcomes of their study revealed that calcining residues at 800 and 1000°C had no positive effect on alkali activation exhibiting lower strength i.e. 1.4 MPa. Bewa et al. [40] used phosphoric acid at various molarities to investigate the effects of the ratio of liquid to solid on fresh and hardened properties of calcined iron-rich laterite based geopolymer. They reported that varying the ratio of liquid to solid had a positive impact on the mechanical and microstructural properties of geopolymer products exhibiting a compact and dense structure. Ghani et al. [41] reported the pozzolanic reactivity of uncalcined and calcined laterite at 500, 700 and 900°C anticipating to surrender suitable geopolymerization. The authors concluded that by increasing the calcination temperature from 25 to 900°C enhanced the reactivity of the raw material, additionally, they asserted that the temperature of 900°C is an ideal calcination temperature that was more suitable for the consumption of lime than 500°C and 700°C and uncalcined sample exhibiting their high reactivity. Tchio et al. [42] concluded that the incorporation of 10% of iron-rich laterite into calcium–silicate–hydrate (CSH) increased the strength up to 42.93 MPa and they also stated that the addition of Fe–C(A)SH in the laterite/pozzolans increased the compressive strength of the final product (15.34 and 15.8 MPa for laterite and pozzolan, respectively).

III. CONCLUSION

In the present research, the mechanical properties of calcined and uncalcined laterite based geopolymer binders were reviewed. The following conclusions can be drawn from this study:

- The Split tensile strength properties of laterite based geopolymer binders are scared in the literature.
- Many factors including curing conditions, the ratio of alkaline to the binder, and the type of activator have an important impact on the mechanical properties of laterite based geopolymer binders.
- The properties of laterite based-geopolymer binder depend of the place and depth of collection of the raw laterite, for example if the laterite was collected from the earth's surface or from a layer in a soil profile, the properties of the final product may vary.
- Using laterite without calcinating its exhibits poor reactivity and low mechanical strength and increase in the calcination temperature from 25 to 900°C enhanced the reactivity of the raw laterite.
- Further studies using other alkaline activators such as sodium sulfate etc. in the development of laterite-based geopolymer binders must be carried out.

REFERENCES

1. Bikoko TGLJ (2021) A Cameroonian study on mixing concrete with wood ashes: effects of 0–30% wood ashes as a substitute of cement on the strength of concretes. Revue des Compos Matér Avancés. 31(5):275–282. https://doi.org/10.18280/rcma.310502

2. Davidovits, J. (2013). Geopolymer Cement a review, published in Geopolymer Science and Technics, Technical Paper # 21, Geopolymer Institute Library.

3. Licht S (2017) Co-production of cement and carbon nanotubes with a carbon negative footprint. JCO2Util 18:378–389. https://doi.org/ 10.1016/j.jcou.2017.02.011

4. Raji M, Nekhlaoui S, Hassani I-EEAE et al (2019) Utilization of volcanic amorphous aluminosilicate rocks (perlite) as alternative materials in lightweight composites. Compos Part B Eng 165:47– 54. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.11.098

5. Shen W,CaoL, Li Q, WenZ,WangJ,LiuY, DongR,TanY,Chen R (2016) Is magnesia cement low carbon? Life cycle carbon footprint comparing with Portland cement. J Clean Prod 131:20–27. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.05.082

6. Bikoko TGLJ, Tchamba JC, Katte YV, Deh KD (2022) Effects of 0–30% wood ashes as a substitute of cement on the strength of concretes. In: Construction technologies and architecture. 4th International conference on bio-based building materials. Trans Tech Publications Ltd. vol 1, pp 51–60. https://doi.org/10.4028/ www.scientifi net/cta.1.51

7. Chowdhury S, Mishra M, Suganya OM (2015) The incorporation of wood waste ash as a partial cement replacement material for making structural grade concrete: an overview. Ain Shams Eng J 6(2):429–437. https://doi.org/10.1016/j.asej.2014.11.005

8. Bikoko, T.G.L.J.; Bayiha, B.N. Effects of marble addition on the fresh, physical, mechanical, and optical microscopic properties of metakaolin-based geopolymer binders. Innov. Infrastruct. Solut. 2022, 8, 3. https://doi.org/10.1007/s41062-022-00960-3
9. Andrew, R.M. Global CO_2 emissions from cement production, Earth Syst. Sci. Data 10 (2018) 1–52.
10. Joel, M. and E. Edeh Joseph, Comparative analysis of cement and lime modification of Ikpayongo laterite for effective and economic stabilization. Journal of Emerging Trends in Engineering and Applied Sciences, 2015. 6(1): p. 49-56.
11. Lemougna, P.N.A.U.M.U.F.C.K.E.T.A.B.T.I.L.B.S.P.f.S.B.A.i.T.C.R. and C. Prospects for the Case of Sustainability, 2011. 3, 293-305 DOI: 10.3390/su3010293.
12. O, O.A., E. Chukwunonye, and U.O. O, Performance analysis of cement-stabilised laterite for road construction in the tropics. 2019. 6(8): p. 555-561.
13. Osula, D.O.A., Lime modification of problem laterite. Engineering Geology, 1991. 30(2): p. 141-154.
14. V.E.L. Kamga. Samen, J.G.D. Nemaleu, R.C. Kaze, F.D. Kammogne, P. Meukam, E. Kamseu, C. Leonelli, A low thermal conductivity of lightweight laterite-cement composites with cotton wastes fibres, SILICON 14 (13) (2022) 8205–8222.
15. V.E.L.K. Samen, et al., Engineering properties, phase evolution and microstructure of the iron-rich aluminosilicates-cement based composites: cleaner production of energy efficient and sustainable materials, Cleaner Mater. 1 (2021), 100017.

16. S. Omar Sore, A. Messan, E. Prud'homme, G. Escadeillas, F. Tsobnang, Stabilization of compressed earth blocks (CEBs) by geopolymer binder based on local materials from Burkina Faso, Constr. Build. Mater. 165 (2018) 333–345.
17. Y.T. Todingrara, et al., Performance of laterite soil stabilized with lime and cement as a road foundation. %J, Int. J. Appl. Eng. Res. 12 (14) (2017) 4699–4707.
18. O.J.B.o.t.I.A.o.E.G.-r. Olufemi, Basic geotechnical properties, chemistry and mineralogy of some laterite soils from SW Nigeria, Bulletin de l'Association Internationale de Geologie de l'Ingenieur 37 (1) (1988) 13′ 1–135.
19. Abomo T, Kaze, R.C., Cengiz, O., Alomayri, T., Wilson, T.P., Medjo Eko, R., Naghizadeh, A., Kamseu, E. (2023). Impact of the depth of a lateritic profile on the physicochemical, mechanical and microstructural properties of geopolymer binders, Construction and Building Materials 403 (2023) 133138
20. Belinga Essama Boum, R., et al., Thermal behavior of acidic and alkali activated laterite based geopolymer: a comparative study. Geosystem Engineering, 2022: p. 1-14.
21. Kaze, R.C., et al., The corrosion of kaolinite by iron minerals and the effects on geopolymerization. Applied Clay Science, 2017. 138: p. 48-62.
22. Naghizadeh A, Ekolu SO (2020) Effects of compositional and physic-chemical mix design parameters on properties of fly ash geopolymer mortars. SILICON. https://doi.org/10. 1007/s12633-020-00799-2
23. Ekolu SO, Thomas MDA, Hooton RD (2006) Studies on Ugandan volcanic ash and tuff. In: Proceedings of the First International Conference on Advances in Engineering and Technology, Entebbe, July, Uganda, pp 75–83
24. Tchadjie LN, Ekolu SO (2018) Enhancing the reactivity of aluminosilicate materials toward geopolymer synthesis. J Mater Sci 53:4709–4733
25. Tchadjie LN, Ekolu SO, Quainoo H, Tematio P. (2021) Effect of incorporation of mechanically activated bauxite on the strength and microstructure of volcanic ash-based geopolymer mortars. J Build Eng 41(7):102384. https://doi. org/10.1016/j.jobe.2021.102384
26. Kaze, C.R., Lecomte-Nana, L., Kamseu, E., Sanz Camacho, P., Yorkshire, A.S., Provis, J.L., Duttine, M., Wattiaux, A., Uphie Chinje Melo, F. (2021). Mechanical and physical properties of inorganic polymer cement made of iron-rich laterite and lateritic clay: A comparative study, Cement and Concrete Research, 140(2021) 106320. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106320
27. G. Lecomte-Nana, H. Goure-Doubi, A. Smith, A. Wattiaux, G. Lecomte, Effect of iron phase on the strengthening of lateritic-based "geomimetic" materials, Appl. Clay Sci. 70 (2012) 14–21.
28. H. Goure-Doubi, G. Lecomte-Nana, F. Nait-Abbou, B. Nait-Ali, A. Smith, V. Coudert, L. Konan, Understanding the strengthening of a lateritic "geomimetic" material, Constr. Build. Mater. 55 (2014) 333–340.
29. Bewa, C.N., Tchakouté, H.K., Rüscher, C.H., Kamseu, E., Leonelli, C. (2019). Influence of the curing temperature on the properties of poly(phospho-ferro-siloxo) networks from laterite, SN Applied Sciences (2019) 1:916. https://doi.org/10.1007/s42452-019-0975-5
30. N. Latifi, A. Eisazadeh, A.J.E.e.s. Marto, Strength behavior and microstructural characteristics of tropical laterite soil treated with sodium silicate-based liquid stabilizer, %J Environmental earth sciences 72 (1) (2014) 91–98.
31. P.N. Lemougna, K.-T. Wang, Q. Tang, E. Kamseu, N. Billong, U. Chinje Melo, X.- M. Cui, Effect of slag and calcium carbonate addition on the development of geopolymer from indurated laterite, Applied Clay Science 148 (2017) 109–117.

32. A. Longos, A.A. Tigue, I.J. Dollente, R.A. Malenab, I. Bernardo-Arugay, H. Hinode, W. Kurniawan, M.A. Promentilla, Optimization of the Mix Formulation of Geopolymer Using Nickel-Laterite Mine Waste and Coal Fly Ash, Minerals 10 (12) (2020).
33. A.D. Permatasari, N. Fahira, N. Husna Muslimin, Subaer, Development of Photoactive Nano TiO2 Thin Film-Geopolymer Based on Laterite Soils Deposit Gowa Regency as Self-Cleaning Material, Materials Science Forum 967 (2019) 274–280.
34. J.G.D. Nemaleu, E.A. Belela, A. Nana, R.C. Kaze, P. Venyite, R.N. Yanou, J.N. Y. Djobo, E. Kamseu, Feasibilty of valorizing quarry wastes in the synthesis of geopolymer binders: engineering performances and microstructure, Environmental Science and Pollution Research (2022).
35. N.A. Subaer, A.R. Nurfadilla, Sulfiana, and F.P.J.M.W.C. San, The Potential of Laterite Soils Deposit South Sulawesi as a Precursor for Na-Poly (Ferro-Sialate), Geopolymers. 97 (2017) 01014.
36. M.L. Gualtieri, M. Romagnoli, S. Pollastri, A.F.J.C. Gualtieri, C. Research, Inorganic polymers from laterite using activation with phosphoric acid and alkaline sodium silicate solution: mechanical and microstructural properties. 67 (2015) 259–270.
37. Tchouateu Kamwa, R.O., Tchadjie Noumbissied, L., Tome, S., Eguekeng, I., Deutou Nemaleu, J.G., Tommes, B., Woschko, D., Janiak, C. and Etoha, M.A. (2023). A comparative study of compressed lateritic earth bricks stabilized with natural pozzolan-based geopolymer binders synthesized in acidic and alkaline conditions. Construction and Building Materials 400(2023)132652. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132652
38. Kaze, R.C., Deutou Nemaleu, J, G., Kamseu, E., Uphie Chinje,F., Andreola, F. and Leonelli, C. (2022). Towards optimization of mechanical and microstructural performances of Fe-rich laterite geopolymer binders cured at room temperature by varying the activating solution, RSC Adv., 2022, 12, 33737–33750
39. Komnitsas, K., et al. Factors Affecting Alkali Activation of Laterite Acid Leaching Residues. Environments, 2021. 8, DOI: 10.3390/environments8010004.
40. C. Nobouassia Bewa, L. Valentini, H. Kouamo Tchakout´e, E. Kamseu, J. N. Yankwa Djobo, M. C. Dalconi, et al., Reaction kinetics and microstructural characteristics of iron-rich-laterite-based phosphate binder, Constr. Build. Mater., 2022, 320, 126302.
41. U. Ghani, S. Hussain, A. Noor ul, M. Imtiaz, and S.A. Khan, Role of calcination on geopolymerization of lateritic clay by alkali treatment, Journal of Saudi Chemical Society 25 (3) (2021), 101198.
42. Tchio, J, A., Ngu Yerima., Kaze, C.R., Kamseu, E., Uphie Chinje, F., Leonelli, C. (2024). Design and characterization of iron–calcium–aluminium–silicate–hydrate as low-temperature binder, Innovative Infrastructure Solutions (2024) 9:42.
43. Komnitsas, K., E. Petrakis, and G. Bartzas, A novel and greener sequential column leaching approach for the treatment of two different Greek laterites. Science of The Total Environment, 2023. 854: p. 158748.
44. Komnitsas, K., et al., Column leaching of low-grade saprolitic laterites and valorization of leaching residues. Science of The Total Environment, 2019. 665: p. 347-357.

Risques environnementaux potentiels des barrages miniers en contexte semi-aride de socle du Burkina Faso

Aissa NACANABO[1,2]; Youssouf KOUSSOUBE[1]; Nadjibou ABDOULAYE[2]; Mohamed AMMAMI[2] ; Tariq OUAHBI[2]

[1] *Laboratoire Géosciences et Environnement, Université Joseph KI-ZERBO de Ouagadougou, Burkina Faso*

[2] *Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, Université du Havre Normandie, France*

RESUME : Les barrages miniers sont au cœur de la gestion des déchets dans le développement des activités minières. Au Burkina Faso, de nombreux barrages ont été réalisés ces 20 dernières années au rythme d'ouverture des mines aurifères industrielles et semi mécanisées. Face à la vulnérabilité de la population, tirant majoritairement ses revenus de l'agriculture et au regard des risques liés à la gestion de ces ouvrages, des inquiétudes s'élèvent de plus en plus quant aux impacts potentiels sur l'environnement et la population.
L'objectif de cet article est d'établir un état des lieux des barrages miniers existants sur le territoire ainsi que les risques inhérents à leur fonctionnement dans le contexte d'un climat semi-aride en zone de socle précambrien. La méthodologie utilisée comprend l'utilisation de techniques géospatiales ainsi qu'une étude typologique des infrastructures de barrages miniers du pays a été conduite. Un cas de site minier en contexte soudano-sahélien est présenté dans le détail. Les risques hydrogéologiques, environnementaux, humains et structuraux ont été identifiés tout au long du cycle de vie de la mine. Des mesures adéquates à observer ont été ensuite dégagées.

Mots-clefs : barrage, mine, risque, télédétection, environnement

Modalité de présentation : Poster

I. INTRODUCTION

Le Burkina Faso vit un boum minier depuis les années 2000 avec l'ouverture de plus d'une centaine de sites miniers entre 2003 et 2012 ("Annuaire statistique 2014," 2015). Cette croissance s'est poursuivie jusqu'à ce jour avec un passage de 12 mines industrielles actives à 17 avec plus de 27 permis d'exploitation actifs en 2021 (DGMG, 2022). Pour une meilleure gestion des eaux et des déchets, des barrages miniers ont été réalisés par ces mines. Ces ouvrages nécessitent un regard particulier au vu du risque qu'ils peuvent constituer à court, moyen et long terme.
En effet, sur les 20 000 barrages miniers existants à travers le monde, 130 cas de ruptures ont été enregistrés au cours du 20ème siècle entrainant plus de 2800 victimes avec une pollution très importante. Les causes de ces accidents/ incidents sont nombreuses : défauts de conception, de construction, insuffisances dans la surveillance et dans l'entretien. La majeure partie des cas de ruptures, accompagnés de dommages très importants étaient liés à des polices ou lois environnementales peu contraignantes sur la prévention des risques miniers (Rico et al., 2008).

L'exploitation minière au Burkina est encadrée par de nombreux textes pour la réduction des impacts environnementaux et sociaux. Il demeure cependant de nombreuses inquiétudes au sein des populations suite aux difficultés de réhabilitation de certaines mines (Kalsaka, Poura). En effet, une forte mortalité de poissons et de bétails a été enregistrée dans des localités à fortes exploitation minière (Coulibaly, 2013; Drechsel et al., 2018; Agence d'information du Burkina Faso, 2020; Bazié, 2022). D'où la nécessité d'améliorer les connaissances de ces infrastructures de ce pays en identifiant les risques associés afin de les éviter. Mais également en mettant en place les conditions de prise en charge des impacts environnementaux. Cet article tentera de dégager une situation de ces infrastructures et les risques en lien à travers une analyse documentaire et géospatiale.

II. CONTEXTE PHYSIQUE

Le Burkina Faso est un pays enclavé situé au cœur de l'Afrique de l'Ouest. La majeure partie de la population tire ses revenus de l'agriculture. Les exploitations sont de type familial avec une prédominance des cultures pluviales et des méthodes traditionnelles. De plus en plus, certains producteurs se tournent vers des cultures de rentes et vers les cultures irriguées au niveau des retenues d'eau. Cette production reste cependant dépendante des conditions naturelles (aléas climatiques, pauvreté des sols, etc).

A. Contexte climatique

Le climat du pays est de type tropical sec reparti en trois zones en partant du Nord vers le Sud : La zone Sahélienne (pluviométrie inférieure à 600 mm), la zone Nord-soudanienne ou Soudano-sahélienne (pluviométrie comprise entre 600 et 900 mm), la zone Sud-soudanienne (pluviométrie comprise entre 900 et 1200 mm) selon les isohyètes de 1990 à 2010 observés par direction générale de la météo du Burkina. Ce climat est caractérisé par deux (02) saisons : une saison sèche et une saison pluvieuse. La saison pluvieuse est marquée par la concentration de 90% de la pluviométrie annuelle entre Mai et Septembre. Les indices pluviométriques sur une période de 68 ans (1952 à 2020) montre une forte variabilité interannuelle. Ils permettent de dégager une période humide (avant 1976), une période sèche (1976-2006) et une période (après 2006) marquée par une remontée de la pluviométrie annuelle mais surtout par de fortes des pluies en 24h.

Le pays est soumis à deux régimes de vents tributaires du front intertropical (FIT) : l'harmattan en saison sèche et la mousson en saison humide. La température moyenne globale est de 29°C avec des maximales au mois de mai et avril avec 39°C et les minimales en décembre-Janvier avec 18°C. A la station de Ouagadougou, l'évaporation moyenne est de 2000 mm par an avec des pics de 3000 mm. L'indice d'aridité est caractéristique des climats semi-arides.

Le contexte géologique, la démographie galopante, le développement industriel jouent également un rôle déterminant sur la disponibilité et la qualité des eaux souterraines. La réponse aux besoins en eaux des populations dans un tel contexte du pays est assujettie à la capacité du pays à mobiliser les eaux de surface et à disponibiliser les eaux souterraines.

B. Contexte géologique

Le Burkina Faso se trouve dans la zone du craton Ouest africain dans le domaine Baoulé-Mossi. La géologie du pays se subdivise en trois grands domaines litho-tectoniques dont l'un, le socle paléo-protérozoïque est sous-jacent à une bonne partie du pays. Cette zone comprend les granitoïdes (58%) et les ceintures de roches vertes (22%) métamorphisées à l'Eburnéen. Les deux autres domaines sont occupés par une couverture sédimentaire datant du néoprotérozoïque au Cambro-ordovicien recouvrant les limites Ouest, Nord, et Sud-est du pays (15%) et les terrains cénozoïques

du continental terminal (5%) (voir Figure 1: carte géologique du Burkina Faso, ci-dessous). (Hottin and Ouedraogo, 1975; Castaing et al., 2003; Ouandaogo-Yaméogo et al., 2013; Dao et al., 2022;)

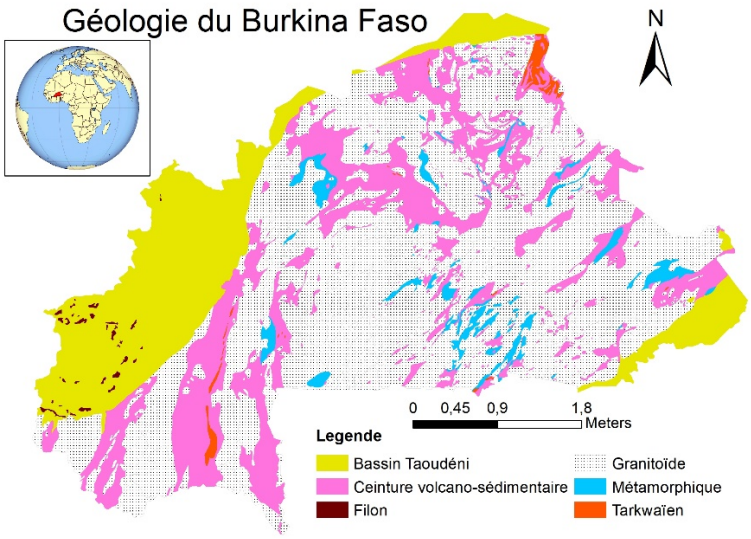


Figure 1: carte géologique du Burkina Faso (Castaing et al., 2003)

Les études métallogéniques et tectoniques font ressortir des zones minéralisées caractérisées par des roches hôtes cassantes à ductiles de déformations polyphasées et une minéralisation issue d'épisodes hydrothermales. Ces fluides se retrouvent piégés dans ces roches déformées et entrainent un dépôts de minéraux et une altération des roches riveraines (Sinare, 2013; Augustin, 2017; Ilboudo et al., 2019, 2018a, 2018b; Dao et al., 2022). Cela explique l'emplacement des gites d'indices miniers qui longent les zones de cisaillement majeurs du pays. Les différents modèles conceptuels de roches et d'aquifères en zone de socle montrent que cette roche altérée est également favorable à l'infiltration des eaux (Faillat and Drogue, 1993; Koita, 2010; Lachassagne et al., 2017, 2011; Ouandaogo-Yaméogo et al., 2013; Wyns et al., 2015). De plus, la nappe phréatique superficielle, sujette aux intempéries, est celle captée par les populations à travers les puits pour l'alimentation en eau potable (Koussoube et al., 2003; Courtois et al., 2009; Koussoube and Savadogo, 2018).

L'ensemble de ces conditions physiques montre la nécessité de préserver les ressources du pays. En effet, il est marqué par un climat semi-aride, une population vulnérable dont les besoins élémentaires sont liés à la quantité et à la qualité des eaux et des sols. Cette situation est d'autant plus exacerbée avec les conditions sécuritaires qui ont réduits la disponibilité des terres cultivables disponibles pour l'exploitation agricole. Cette préservation / sécurisation des ressources en eau et de l'environnement passe par une meilleure connaissance de ces barrages miniers.

III. Situation des barrages miniers

A. Typologie des barrages miniers

Les données générales récoltées, couplées à l'observation sur les images satellitaires et les rapports d'étude (JILBEY Burkina SARL, 2010; AECOM, 2012; GENIVAR, 2013; INGRID, 2013; Bege, 2020, 2016, 2015; TEFA Omega Services, 2017; SOGREGE, 2020;) ont fait ressortir :

- Deux (02) types de mine : ciel ouvert et souterraine ;

- plus de 18 parcs à résidus (au niveau des principales mines industrielles sauf celles de Karma, Kalsaka et celles en développement) plus de 17 déchetteries, 3 fois plus de Haldes et plus d'une dizaine de retenues d'eau réalisées principalement pour l'exploitation minière;
- Les hauteurs des parcs à résidus varient de 4 à 35 m avec des fondations allant parfois à 7 m ;
- Les matériaux de construction sont constitués de latérites, d'argile et de stériles ;
- la forme générale des parcs est assez similaire, annulaires/ polygonales, fermées ;
- L'augmentation de la capacité des parcs à résidus se fait par extension ou rehaussement par les méthodes : amont, aval, centrale, hybride (une combinaison de plusieurs méthodes (ex : centrale puis amont)).

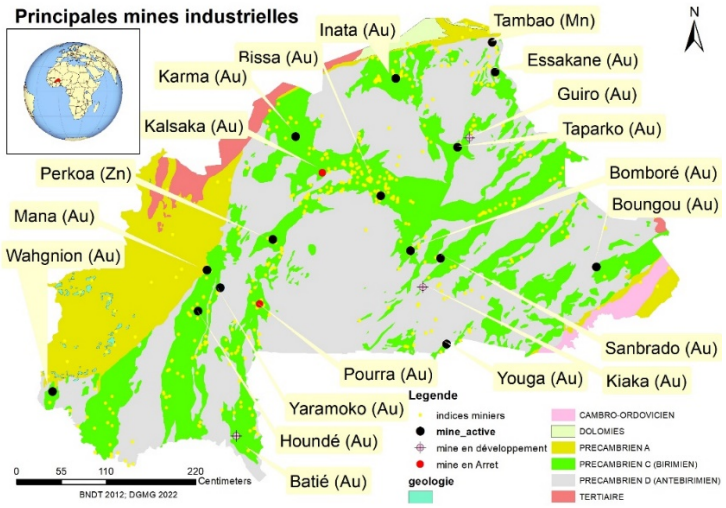


Figure 2: principales mines industrielles du Burkina (DGMG, 2022)

C. *Pathologies et incidents recensés*

De nombreuses pathologies, anomalies et incidents ont été recensés sur les barrages miniers mais plus spécifiquement sur les haldes et les parcs à résidus. Celles qui ont pu être documentées sont:

Tableau 1: Pathologies, anomalies et incidents recensés

Pathologies/ anomalies/ incidents		Description
Conception	Critères de conception	• Non-respect des critères en lien avec la classe de l'ouvrage en termes de niveau de danger ; • Facteur de stabilité en dessous des normes.
Construction	Dispositions constructives	• Absence d'un évacuateur de crue avec un dispositif associé pour la récupération et le traitement des effluents ; • Rehaussement au-delà de la hauteur prévue à la conception ; • Non-respect de la largeur en crête prévue ; • Non-respect du type de rehaussement prévu.
Surveillance et entretien	Dispositif d'auscultation	Absence de dispositif pour la digue
	Dispositif d'alerte	Si existant, non testé, non maitrisé par les populations riveraines potentiellement impactées
	Suivi du niveau des boues	Non-respect de la revanche (rythme de déposition)

	Erosions externes	Ravines : sur la crête, les talus amont et aval 
	Fuites	en aval
	Débordements sur la crête	
Etanchéité	fondation et cuvette	Protection absente ou partielle
Situation d'urgence	Rupture	Un (01) cas de rupture a été identifié
	Production de DMA	Deux (02) cas à risques ont été identifiés

Source :(SIA, 2012; SOGREGE, 2017; Golder Associés, 2017; Experiences SARL, 2018; ANEVE, 2020a, 2020b; BUNEE, 2020, 2019a, 2019b, 2019c; DGPE, 2020;Bureau performances, 2021; Cour des comptes, 2021)

Une analyse du cadre institutionnel et règlementaire fait ressortir que le pays dispose de plusieurs structures qui assurent le suivi et le contrôle environnemental ainsi que de nombreux textes qui règlementent et encadrent le secteur. Ceci se ressent à travers les différents types d'inspections et les cadres d'évaluation des rapports. Cependant, des efforts restent à fournir au niveau des moyens humains et matériels qui s'avèrent par moment insuffisants face aux sollicitations, de l'archivage des données mais également des textes nationaux sur des normes spécifiques dans le cadre de la sécurité structurale. Néanmoins, l'intérêt au niveau international sur la sécurité de ces ouvrages et les risques environnementaux créent des opportunités pour le pays.

D. Critères de dimensionnement

Les différentes mines étudiées se basent sur la réglementation australienne ou canadienne pour la conception et l'organisation de la surveillance. Les critères de dimensionnement sont dictés par la classe de l'ouvrage. Il ressort suite à l'analyse de la position d'au moins neuf (09) mines que ces infrastructures sont à proximité (distance inférieure à 1 km) de villages ou d'agglomération avec une population dont l'effectif est supérieur à 100 et des zones de cultures. Ce qui place ces ouvrages selon les recommandations de l'Association canadienne des barrages, (2013) dans la classe des risques extrêmes. Ce niveau de risque potentiel s'accompagne de directives telles que l'usage de : la crue maximale probable, du séisme maximal probable, une étude de sécurité, de revues d'exploitation, etc.

E. Process, Procédés d'extraction et cycle de vie

Deux procédés d'extraction sont les plus utilisés au Burkina, la méthode CIL (Carbon in leach) - cyanuration avec extraction au carbone actif et la méthode de lixiviation en tas. Ce travail s'intéresse plus à la méthode CIL qui produits les résidus qui sont entreposés dans les parcs à résidus. Elle exige un broyage fin des matériaux excavés, concassés et triés. Elle utilise par la suite un lixivia composé de cyanure pour dissoudre les matières précieuses. Cette solution aurifère est acheminée dans des cuves et mélangée avec du charbon actif qui va adsorber l'or, l'argent et parfois d'autres métaux présents. Ce charbon chargé sera ensuite désorber par une solution contenant de la soude caustique. Cette dernière solution est traitée pour extraire une combinaison de plusieurs substances, majoritairement de l'or, mis sous forme de lingot appelé doré. Le taux d'extraction du minerai varie de 80 à 99 %.

L'ensemble du process fait appel des produits chimiques dont : le cyanure (CN^-, NaCN, KCN), la chaux (CaO), la soude caustique ou hydroxyde de sodium (NaOH), l'acide chlorhydrique (HCl), le Borax ($(Na_2B_4O_7)_{10}$-H_2O), la Soude (Na_2CO_3), la silice (dioxyde de silice : SiO_2), des nitrates (NaO_3^-), des floculants, de l'anti-tartre et du charbon actif.

Les différents stades du cycle de vie de la mine (exploration, développement, production, fermeture), montrent que certaines infrastructures demeureront dans l'environnement après la fermeture des mines : les haldes, les fosses, les parcs à résidus.

F. Caractéristiques des résidus entreposés

Les résidus sont entreposés sous forme de pulpe dont la teneur en solide est en moyenne de 40% sauf pour certaines mines ou un processus d'épaississement est réalisé donnant une teneur en moyenne de 60%. Elle a une densité sèche comprise entre 1,2 et 1,8 et une granulométrie caractérisée par 80% de passant au tamis de 75micromètres. Il ressort de l'analyse de certains résidus la présence de : eau, minéraux fins, cyanure, lait de chaux, arsenic, aluminium, baryum, bismuth, calcium, cadmium, cobalt, chrome, cuivre, fer, mercure, manganèse, molybdène, nickel, plomb, sélénium, silicium et zinc.

IV. METHODOLOGIE

Ces travaux, pour établir un état des lieux des barrages miniers, se sont basés sur une analyse documentaire (Rapports d'études d'impact environnemental et social, audits environnementaux, audits des TSF (Taillings storage facility), rapports d'inspection, textes règlementaires, etc.), des entretiens et sur une modélisation spatiale. Des méthodes de calculs déterministes (calcul de la revanche par la méthode de Molitor, Stevenson ; calcul de la largeur en crête par la méthode de Preece, etc) ont également été utilisés pour vérifier certains critères de conception. Les résultats obtenus sont appuyés par l'étude du cas d'une mine.

A. Analyse documentaire et entretiens

Une synthèse des différents types de barrages miniers (forme, nature des matériaux de construction, type de rehaussement, type de déchets entreposés) ainsi que des principales pathologies et incidents, a été réalisée à travers la documentation. Une analyse force-faiblesse-opportunité-menace (FFOM) a été utilisée pour évaluer le cadre règlementaire et institutionnelle du secteur des mines. Les entretiens avec des agents et responsables du secteur minier (ANEVE ; DGMG ; SP- CNM, Ex-travailleurs de mines) a permis de confirmer certaines conclusions.

G. Modélisation spatiale

La modélisation spatiale a été utilisée pour vérifier certains critères de conception (la distance par rapport aux populations et aux zones de cultures, leur position par rapport à la direction des vents dominants) et évaluer la vulnérabilité géoenvironnementale en lien avec l'emplacement des ouvrages. Elle a permis également de vérifier l'efficacité de certains dispositifs (piézomètres) de contrôle de la qualité des eaux de surface et souterraine. Pour cela, la télédétection, les plans de masses des mines et les données cartographiques nationales ont été mises à contributions. Les extraits de mosaïques d'images satellitaires ETM+ de LANDSAT 7 d'Octobre 2000, et ALOS PALSAR ont permis de délimiter des bassins versants hydrographiques, d'extraire le réseau hydrographique et les linéaments. Cette dernière a été obtenue après une combinaison colorée RGB des bandes 5, 7 et 2. Des ajustements de contraste ont été par la suite réalisés afin de mettre en

exergue les variations. Les filtres de convolution de types directionnels et de types Sobel ont été appliqués. Par la suite, l'extraction manuelle des linéaments a été effectuée. Les résultats obtenus ont été traités afin d'avoir la densité des linéaments et d'identifier leurs principales directions.

H. Démarche déterministe

Les caractéristiques générales des digues (revanche, largeur en crête, la pente des talus) seront vérifiées par des formules de calculs empiriques afin de s'assurer qu'elles peuvent faire face à l'événement majeur qui a servi à leur dimensionnement. Cette démarche consistera à confronter à partir de critères extrêmes (combinaison de situations défavorables : crue maximale, vents extrêmes, niveau d'eau dans la cuvette aux plus hautes eaux (PHE)) les dimensions de la digue à l'image d'un ouvrage classique de retenue d'eau.

V. Etude du cas de la mine de Bissa Gold

La mine d'or de Bissa Gold SA est la propriété de la filiale de la compagnie Nordgold avec 10% de part à l'Etat Burkinabé. La zone étudiée regroupe plusieurs permis du groupe : Bissa, Zandkom et Gougré. L'usine de traitement est basée au niveau de la première fosse à Bissa. Elle a démarré ses activités en décembre 2012.

A. Localisation de la zone d'étude

Le permis de la mine est situé dans la région du centre nord, à cheval entre la province du Bam et du Sanmatenga respectivement, dans les communes rurales de Sabcé, de Mané et de Guibaré (Figure 3: carte de localisation du permis de la mine). Elle est à environ 85 km de la capitale Ouagadougou. Mine à ciel ouvert, elle compte aujourd'hui plusieurs fosses satellites.

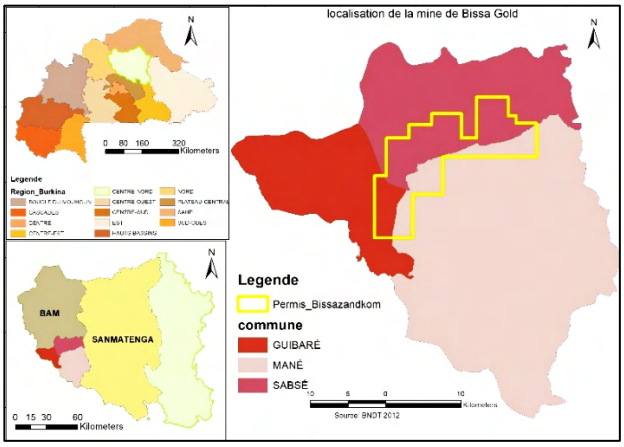


Figure 3: carte de localisation du permis de la mine

L'étude porte sur le sous-bassin hydrographique du permis de la mine du complexe Bissa-Zandkom-Gougré augmenté de 2 km. Il appartient au bassin international de la Volta mais plus spécifiquement au bassin national du Nakanbé. L'extraction des sous bassins et du réseau hydrographique a permis de ressortir que les installations de la mine sont reparties sur deux (02) sous bassins et sont positionnées en tête de bassin. Les caractéristiques physiques de ces bassins donnent des longueurs équivalentes de 68 et 55 km, des indices de compacité de 2,12 et 1,71 et un réseau hydrographique de type dendritique. Ce qui permet de conclure que ce sont de petits bassins de forme allongée avec un réseau hydrographique drainant. De plus, La zone se situe à cheval entre la zone nord soudanienne et la zone sahélienne encore appelée zone subsahélienne.

B. Géologie et environnement local

La carte ci-dessous montre les grands ensembles géologiques du permis miniers, les affleurements rocheux mais également les différentes zones de cultures à proximité des infrastructures de la mine.

La direction des vents dominants : Nord, Est et Nord-Est, expose les villages riverains aux matières en suspension des haldes et des dépôts du process de lixiviation en tas. De plus, ces infrastructures sont en amont du barrage de Tiben réalisé sur le Koulounga affluent du fleuve Nakanbé. Il a été également noté deux (02) affleurements rocheux au pieds du parc à résidu.

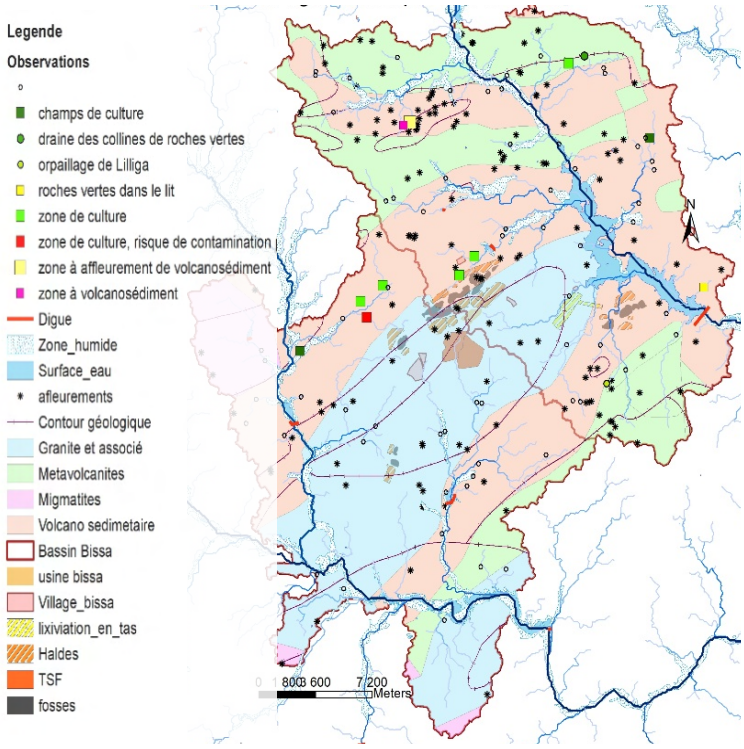


Figure 4: géologie et localisation des infrastructures

C. Description des infrastructures

La mine dispose de 12 fosses, de 11 haldes, de 2 parcs à résidus ayant respectivement 270 ha et 136 ha, un bassin de rétention de 1 ha. Elle dispose également de : un dépôt d'explosif, une unité de traitement et des ateliers, camp d'habitation et annexe, etc. Les procédés CIL et la lixiviation en tas sont utilisés pour l'extraction de l'or.

Les résidus sont entreposés dans les parcs à résidus (PAR). Le premier parc, implanté à proximité de l'usine de transformation, est rentré en activité depuis le démarrage et avait initialement une durée de vie de 16 ans, soit 2028. Il a été conçu pour entreposer 1,1 Mm3 de résidus sur une empreinte de 170 ha avec un débit de conception de 3,285 Millions de tonnes par an (Mtpa) de résidus. Il est aujourd'hui en voie de fermeture. Il est composé d'une digue annulaire à peu près rectangulaire. Sa construction s'est déroulée en plusieurs phases dont la première en 2012 qui a consisté à la réalisation de la digue initiale avec une protection de la fondation avec de l'argile compacté. Les autres phases ont consisté en une extension du parc à résidu, à la pause d'une géomembrane de type PEHD de 1,5 mm et au rehaussement selon la méthode Aval avec un mélange de matériaux locaux (latérites) et de stériles issus de l'extraction (Golder Associés, 2017).

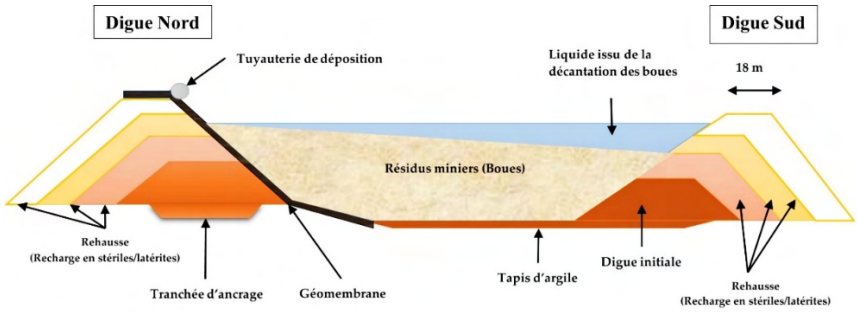


Figure 5: Coupe transversale du parc à résidu

D. Analyse de l'emplacement du site du parc à résidus

Les parcs à résidus et des haldes à stériles ont été réalisés : à proximité de la fosse principale ; en tête de réseau hydrographique. Cette disposition permet de réduire les trajets pour l'entreposage, l'impact acoustique des dynamitages et les sollicitations des digues face aux écoulements externes de surface. Cependant, elle expose les eaux et sols situés en aval aux transports solides liés au ruissellement et aux inondations en cas de bris d'une digue. De même pour la zone de lixiviation en tas qui peut contribuer au transport de sédiments contaminés dans le barrage de Tiben situé en aval. Ce barrage alimente principalement la mine en eau mais sert également pour l'abreuvement du bétail et aux cultures maraichères des villages environnants.

De plus, l'étude linéamentaire a permis d'identifier au niveau :

- des digues et talus : des zones de faiblesses potentielles au niveau des fondations ;
- de la cuvette du parc et de la zone de déposition des haldes : des risques d'infiltration des eaux avec transports de polluants au regard de la forte densité linéamentaire.

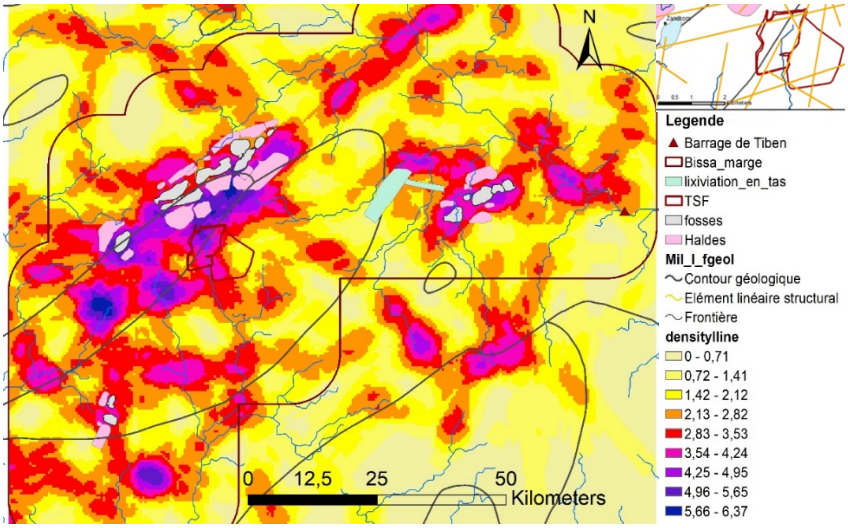


Figure 6: Densité des linéaments

E. Analyse des dimensions de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage ont été recalculées en considérant les caractéristiques actuelles de la digue c'est ainsi que pour :

- La Revanche (R) , nous avons obtenu un fetch (*f*) de 1700 m/ 1,05 miles. Nous en déduisons $R = 0{,}75h + V^2/2g$ avec $V = 1{,}5 + 2h$

en suivant la formule de :

Stevenson: $pour\ f < 18km, h = 0{,}75 + 0{,}34\sqrt{f} - 0{,}36\sqrt[4]{f}$) R= 0,95 m,

Molitor:	$pour\ F < 30km, h = 0{,}76 + 0{,}032\sqrt{Uf} - 0{,}26\sqrt[4]{f})$	R=1,12 m,
Mallet et Pacquant	$h(m) = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{f}\ et\ V(m) = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h\ )$	R=1,06 m,
fiches de classes de l'American Society :		R= 0,77 m
« Bureau of réclamation » recommande pour des digues de plus de 10 m de haut :		$1{,}5 \leq R \leq 2{,}0m.$

Pour une revanche actuelle de 1m avec un non-respect de cette marge dans les dépositions, elle est insuffisante pour protéger la crête et réduire les risques de débordements.

- La Largeur en crête (l_c). Pour les digues en terre, la largeur minimale est de 3 m. en suivant la formule de (avec E étant la hauteur de la digue du point le plus bas du terrain naturel à la cote normale du plan de déposition) :

Knappen :	$l_c = 1{,}65\sqrt{E}$	l_c = 6,17 m;
Preece :	$l_c = 1{,}1\sqrt{E} + 1$	l_c= 5,12 m ;
formule Conventionnelle :	$l_c = {}^{E}/_{3}$	l_c = 4,67 m,

Pour une largeur existante de 18 m, elle est suffisante.

- La Pente. Les pentes recommandées pour une hauteur de 14 m d'une digue en terre homogène sont de 1/2,5 en amont et 1/2,5 en aval. Les pentes existantes sont de 1/3 en amont et 1/ 2,5 en aval. Elles seraient donc suffisantes.

VI. Synthèse des risques

L'état des lieux des barrages miniers dans le contexte du pays fait ressortir un certain nombre de risques notamment des :

- **risques hydrogéologiques et environnementaux** : La forte densité de fracturation dans les zones de dépositions, la présence d'affleurement rocheux, la protection partielle de la cuvette du Parc à résidus face aux infiltrations, la composition des résidus entreposés, peuvent constituer un risque de transfert de contaminants vers les eaux souterraines.
  De plus, les filons aurifères très souvent associés à des matériaux sulfurés (pyrite, chalcopyrite, arsénopyrite, etc.) peuvent produire un drainage acide. Associé aux autres polluants, ils constituent un risque majeur de par la position des infrastructures en amont du fleuve Nakanbé;
- **risques humains :** la proximité des populations, des puits, des espaces de culture et de pâturage couplée aux dispositifs d'alerte non opérationnels augmente leur vulnérabilité.
- **risques structuraux** : l'ensemble des pathologies, anomalies et incidents aussi bien dans la conception, la construction que dans l'entretien et la surveillance montre un risque potentiel pour la sécurité de ses ouvrages dans le temps.

VII. Conclusion

L'état des lieux des barrages miniers au Burkina Faso fait ressortir de nombreux risques hydrogéologiques, environnementaux et structuraux. L'exemple de certaines mines qui ont fermé sans un certain nombre de précautions est une illustration des enjeux auxquels le pays devra faire face s'il y a des défaillances dans le suivi. Il apparait donc nécessaire, non seulement de renforcer les infrastructures actuelles mais également de prévenir des catastrophes écologiques en mettant à profit des nouvelles méthodes de décontamination qui permettent de valoriser certains déchets.

REFERENCES

AECOM, 2012. Etude d'impact environnemental et social de la modification du plan de développement de la mine de Perkoa.

Agence d'information du Burkina Faso, 2020. Burkina: des centaines de poissons morts dans le barrage de Guitti.

ANEVE, 2020a. Mission de suivi de la mise en œuvre des plans de gestion environnementale et sociales (PGES) de la mine d'or de Houndé dans la province du Tuy, région des Hauts-Bassins.

ANEVE, 2020b. Rapport de la troisième mission du plan de gestion environnemental et sociale de la société minière de WAHGNION Gold Operations.

Annuaire statistique 2014, 2015.DGSS du Ministère des mines et de l'énergie

Association canadienne des barrages, 2013. Recommandations de sécurité des barrages (Dam safety guidelines) 2007.

Augustin, J., 2017. Étude des minéralisations aurifères du district de Mana, Burkina Faso. Évolution hydrothermale d'un système aurifère et contraintes tectono-métamorphiques (phd). Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi.

Bazié, G.B., 2022. Exploitation minière destructrice de l'Environnement : Le cas patent de Kalsaka au Burkina [WWW Document]. Burkina Demain. URL https://www.burkinademain.com/2022/11/05/exploitation-miniere-destructrice-de-lenvironnement-le-cas-patent-de-kalsaka-au-burkina/.

Bege, 2020. Etude d'impact environnemental et social du projet de modification du plan d'exploitation du gisement aurifère de Bomboré dans la commune de Mogtedo, Province du Ganzourgou, région du plateau central.

Bege, 2016. Etude d'impact environnemental et social (EIES) du projet aurifère de Bomboré.

Bege, 2015. Etude d'impact environnemental et social du projet aurifère de Bouly. Région du centre Nord, Burkina Faso.

BUNEE, 2020. Rapport de la première mission de l'année 2020 du suivi de la mise en oeuvre du plan de gestion environnementale et sociale (PGES) du projet de Youga Gold Mine.

BUNEE, 2019a. Rapport de la première mission de suivi de la mise en œuvre des activités du plan de gestion environnemental et sociale de la mine de SEMAFO.

BUNEE, 2019b. Rapport de la deuxième mission de suivi du plan de gestion environnementale et sociale de la société minière de WAHGNION Gold Operations.

BUNEE, 2019c. Rapport de la deuxième mission de l'année 2019 du suivi de la mise en œuvre du plan de gestion environnementale et sociale (PGES) du projet de Youga Gold Mine.

Bureau performances, 2021. Audit environnemental des activités d'exploitation de la mine de Mana, région de la Boucle du Mouhoun.

Carte géologique et minière du Burkina Faso à 1:1,000,000, 3ème éd. 2003. ed, 2003. . Bureau de recherches géologiques et minières ; BUMIGEB], Orléans, [Ouagadougou.

Castaing, C., Le Métour, J., Billa, M., France. Bureau de recherches géologiques et minières, Burkina. Bureau des mines et de la géologie, 2003. Carte géologique et minière du Burkina Faso à 1:1,000,000.

Coulibaly, G.M.M., 2013. L'évaluation environnementale et sociale et analyse des risques dans le domaine de l'exploitation minière: les conséquences du non-respect des obligations environnementales et sociales. p. 9.

Cour des comptes, 2021. Audit de performance de la surveillance et de la réhabilitation environnementales des sites miniers industriels au Burkina Faso de 2015 à 2019. Burkina Faso.

Courtois, N., Lachassagne, P., Wyns, R., Blanchin, R., Bougaïré, F., Somé, S., Tapsoba, A., 2009. Large-Scale Mapping of Hard-Rock Aquifer Properties Applied to Burkina Faso. Ground Water 48, 269–83. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2009.00620.x

Dao, R.A.I., Ilboudo, H., Naba, S., 2022. Nouvelles données lithologiques et structurales du secteur de Nindangou dans le prolongement Est de la ceinture de Goren (Burkina Faso-Afrique de l'Ouest). Bull. L'Institut Sci. 93–103.

DGMG, 2022. Liste des mines industrielles actives au Burkina Faso en 2021.

DGPE, 2020. Rapport de mission de contrôle inopiné du 22/12/2020 de la mine de Bissa Gold.

Drechsel, F., Engels, B., Schäfer, M., 2018. Country Report • N° 2 • Décembre 2018 « Les mines nous rendent pauvres » : L'exploitation minière industrielle au Burkina Faso IMPRESSUM GLOCON Country Report Series.

Experiences SARL, 2018. Audit environnemental et social du parc à résidus et de la déchetterie de la mine d'or de Youga, Province du Boulgou.

Faillat, J.-P., Drogue, C., 1993. Différenciation hydrochimique de nappes superposées d'altérites et de fissures en socle granitique. Hydrol. Sci. J. 38, 215–229. https://doi.org/10.1080/02626669309492664

GENIVAR, 2013. Etude d'impact environnemental. Projet minier de Houndé - Burkina Faso.

Golder Associés, 2017. Mine d'or de Bissa. Revue d'exploitation du parc à résidus 2017.

Hottin, G., Ouedraogo, O.F., 1975. carte géologique simplifiée du Burkina faso.

Ilboudo, H., Saga, S., Kagambèga, N., Toubania, S., Nonguierma, B., 2018a. Chronology emplacement and geology related to paleoproterozoic terranes of tougoury, bouroum polymetallic green belt (north center burkina faso-west africa) 15–25.

Ilboudo, H., Sawadogo, S., Ouiya, P., Hien, A., 2019. Géologie des minéralisations (Au) en veines de Mouro dans le système Birimien de Banfora, Burkina Faso - Afrique de l'Ouest : approche gitologique par exploitation d'un site d'orpaillage.

Ilboudo, H., Traoré, A., Saga, S., Nonguierma, B., Toubania, S., 2018b. Geology and gold occurrences of the gombélédougou paleoproterozoic terrane, houndé belt in burkina faso (west-africa) 18, 1–12.

INGRID, 2013. Etude d'impact environnemental et social (EIES) du projet de barrage minier de Houndé.

JILBEY Burkina SARL, 2010. Etude d'impact sur l'environnement du projet Bissa-Zandkom, Burkina Faso.

Koita, M., 2010. Caractérisation et modélisation du fonctionnement hydrodynamique d'un aquifère fracturé en zone de socle : région de Dimbokro-Bongouanou (Centre Est de la Côte d'Ivoire).

Koussoube, Y., Savadogo, A., 2018. Champs captants sur mégafractures du socle et généralisation des réseaux d'adduction d'eau potable en milieu rural : concept et faisabilité technique.

Koussoube, Y., Savadogo, A.N., Nakolendousse, S., 2003. Les Différentes signatures des fractures de socle cristallin en zone Sahélo-Soudanienne du Burkina Faso (Bassin versant de Bidi, Province du Yatenga).

Lachassagne, P., Dewandel, B., Wyns, R., 2017. The conceptual model of weathered Hard Rock Aquifers. Application to their survey, management, modeling and protection.

Lachassagne, P., Wyns, R., Dewandel, B., 2011. The fracture permeability of Hard Rock Aquifers is due neither to tectonics, nor to unloading, but to weathering processes. Terra Nova 23, 145–161.

Le plus grand cours d'eau du Burkina menacé de pollution – NetAfrique.net [WWW Document], n.d. URL https://netafrique.net/le-plus-grand-cours-deau-du-burkina-menace-de-pollution/.

Ouandaogo-Yaméogo, S., Blavoux, B., Nikièma, J., Savadogo, A.N., 2013. Caractérisation du fonctionnement des aquifères de socle dans la région de Ouagadougou à partir d'une étude de la qualité chimique des eaux. RSE, Revue des Sciences de l'Eau 3, 173–191.

Rico, M., Benito, G., Diez-Herrero, A., 2008. Floods from tailings dam failures. J. Hazandous Mater.

SIA, K.M., 2012. Contribution à la rehabilitation des haldes à steriles de la mine d'or de bissa gold sa.

Sinare, M., 2013. Métallogénie du gisement aurifère de Yaho, ceinture birimienne de Houndé, Burkina Faso (masters). Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi. https://doi.org/10.1522/030428736

SOGREGE, 2020. Etude d'impact environnemental et social du projet d'extension du parc à résidus de la mine d'or de Youga, commune de Zabre, Province du Boulgou, Region du Centre Est.

SOGREGE, 2017. Audit environnemental et social du parc à résidus miniers de la mine d'Essakane.

TEFA Omega Services, 2017. Mine de Zinc de Perkoa. Etude d'impact environnemental et social du projet d'extension du parc à résidus.

Wyns, R., Dewandel, B., Lachassagne, P., 2015. Origin of fracturation in hard-rock aquifers: what are the factors that control the properties of the fissured horizon? https://doi.org/10.13140/RG.2.1.3699.3124

Expansion due to crystallization pressure in ASR development: combining thermodynamic modelling and micromechanics

Syrine Razki[1], Alexandra Bourdot[1], Farid Benboudjema[1] and Tulio Honorio[1,2]

[1] *Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS, LMPS - Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay, 91190, Gif-sur-Yvette, France*

[2] *Current address : CEA, Université Paris-Saclay, Service de recherche en Corrosion et Comportement des Matériaux, 91191, Gif-sur-Yvette, France*

RESUME Alkali-silica reaction (ASR) poses significant durability challenges to critical concrete infrastructures including electricity transmission line foundations. To enhance predictive capabilities for ASR-induced expansion and damage, this study combines thermodynamic modeling and micromechanics-based multiscale model. The thermodynamic modeling predicts phase assemblages and crystallization pressure of ASR products, aided by new thermodynamic data of crystalline and nanocrystalline ASR products. Micromechanical models account for ASR product precipitation in different microstructural regions: (i) in aggregate veins; (ii) in the aggregate/cement paste interface and (iii) in the bulk cement paste. Mechanical elastic properties are estimated, by applying a homogenization analysis using analytical schemes. The results of thermodynamic modelling are used as input data to calculate an elastic linear macroscopic deformation, in the case of free swelling. Also, a non-linear estimate accounting for damage is proposed assuming cracking at a level superior to that of the mortar scale. Experimental validation and refinement of damage models are discussed. This integrated approach offers insights into ASR development for improved infrastructure durability assessment.

Keywords: Crystallization pressure, ASR products, thermodynamic modelling, micromechanics.

I. INTRODUCTION

Critical infrastructures made of concrete are subject to durability problems related to alkali-silica reaction (ASR) development. This is particularly evident in the case of the maintenance, monitoring and reconstruction of electricity transmission lines whose foundations are made of concrete. The significant variability in composition of these foundations, resulting from changes in cement composition and mix designs since the 1940s, poses a challenge in predicting and evaluating the structural health of these foundations. The development of systematic approaches independent to the type of reactive system to predict the risk of ASR development represents a critical advancement in this context. This work is a contribution in this direction by exploring the combination of thermodynamic modelling and micromechanics to predict expansion due to ASR development in mortar.

Despite decades of research, fundamental aspects related to ASR development remain elusive. Among the various mechanisms proposed in the literature to explain the origins of ASR-induced

damage, a consensus has been built in recognizing crystallization pressure as the main mechanism originating ASR expansion and damage [Scherer, 1999]. Thermodynamic modeling has been deployed in recent decades to study the influence of various physico-chemical processes on phase assemblage and pore solution chemistry in cement systems [Ke et al., 2020]. This technique is particularly interesting for studying ASR development since crystallization pressure is fundamentally linked to pore solution supersaturation [Correns, 1949], which can be directly quantified with thermodynamic modeling. The challenges of using thermodynamic modeling for ASR come from the lack of thermodynamic data on the main ASR products: data at standard conditions exists for crystalline products [Jin et al., 2023] but not for the nanocrystalline product.

In this study, we use thermodynamic modeling to predict phase assemblage and quantify crystallization pressure resulting from the precipitation of ASR products in mortar. We provide thermodynamic data for nanocrystalline ASR products for the first time and optimize the exiting data on crystalline products (Na/K-shlykovite). The results of thermodynamic modeling are used as input in micromechanics-based multiscale model to estimate the macroscopic expansion. We consider three distinct models for ASR products precipitation in (i) gel pockets in aggregate veins, (ii) the interface between aggregate and cement paste forming ASR products rims, or (iii) the bulk cement paste. Elastic and non-linear incremental estimates are provided (the latter accounts, in simplified way, for damage resulting from cracks formation at level superior to the mortar scale) and compared with experimental data.

II. THEORY AND MEDOLS

1. *Thermodynamic modeling of ASR*

Thermodynamic calculations were performed using the GEMS 3 software [Kulik et al., 2012], enhanced by integrating new data for ASR products at 25°C into the existing PSI GEMS database and CEMDATA18 cement database [Lothenbach et al., 2019]. The thermodynamic parameters of ASR products were estimated by adopting a strategy that involves iterative adjustments of the solubility product over a temperature range of 25-80°C, using a three-term approximation to match experimental solubility data observed at 80°C [Lothenbach et al., 2019]. No limitations on the kind of hydrates calculated are imposed, except for quartz and thaumasite, which are not included because their formation is extremely slow at ambient temperature. The activity coefficients of aqueous species are calculated by the extended Debye-Hückel model [Broder et al., 2005], well-suited when the ionic strengths are below approximately 1 mol/L. The degree of hydration of the paste before the ASR development is calculated to be 93% using a kinetic model [Lothenbach et al., 2008].

2. *Crystallization pressure from solution chemistry*

The upper thermodynamic limit of the crystallization pressure reads [Li et al., 2022].

$$P_c^{lim} = \frac{SI\ k_B T}{V^0} \quad (1)$$

where, SI is the saturation index (GEMS software calculates the saturation index employing the extended Debye-Hückel model to account for the activity of ions); k_B is the Boltzmann constant; T is the temperature in Kelvin and V^0 is the molar volume. Growth occurs when $P_c<P_c^{lim}$ and

dissolution, when $P_c > P_c^{lim}$. Table 1 present the values of k_BT/V^0, which gives a scale for the crystallization pressure to be developed.

TABLE 1. The values of k_BT/V^0.

Phases	V^0 [cm³/mol]	k_BT/V^0 [MPa]
Na-shlykovite	164	13.55
K-shlykovite	183	15.12
ASR-P1	191.8	12.92

3. *Micromechanics by the crystallization pressure*

3.1. *Description of model microstructures*

ASR products have been reported to form in the vicinities of aggregates forming rims, as gel pockets inside aggregate veins and even flowing into bulk cement paste matrix [Andrade et al., 2015]. Accordingly, three distinct models are developed, as depicted in Figure 1, grounded on a two-scales representation of the microstructure. The mortar microstructure is depicted as a triple-coated spheres assemblage, following the representation associated with the Generalized Self-Consistent Scheme (GSCS, [Hervé et al., 1993]). The first layer corresponds to the aggregate as a spherical core. The second layer is the ITZ, whose effective properties are computed by treating hydrates and capillary pores with supplementary capillary porosity of approximately 15% as in a matrix of C-S-H. The final layer comprises the cement paste containing inclusions of the main hydrated products, capillary pores, and unhydrated clinker in the C-S-H matrix phase. To get the effective properties of each one of these layers, the Mori–Tanaka (MT, [Mori et al., 1973]) scheme is adopted. All inclusions are assumed spherical. ASR products in each model are considered as inclusions in the layer in which they form, depending on the specific model.

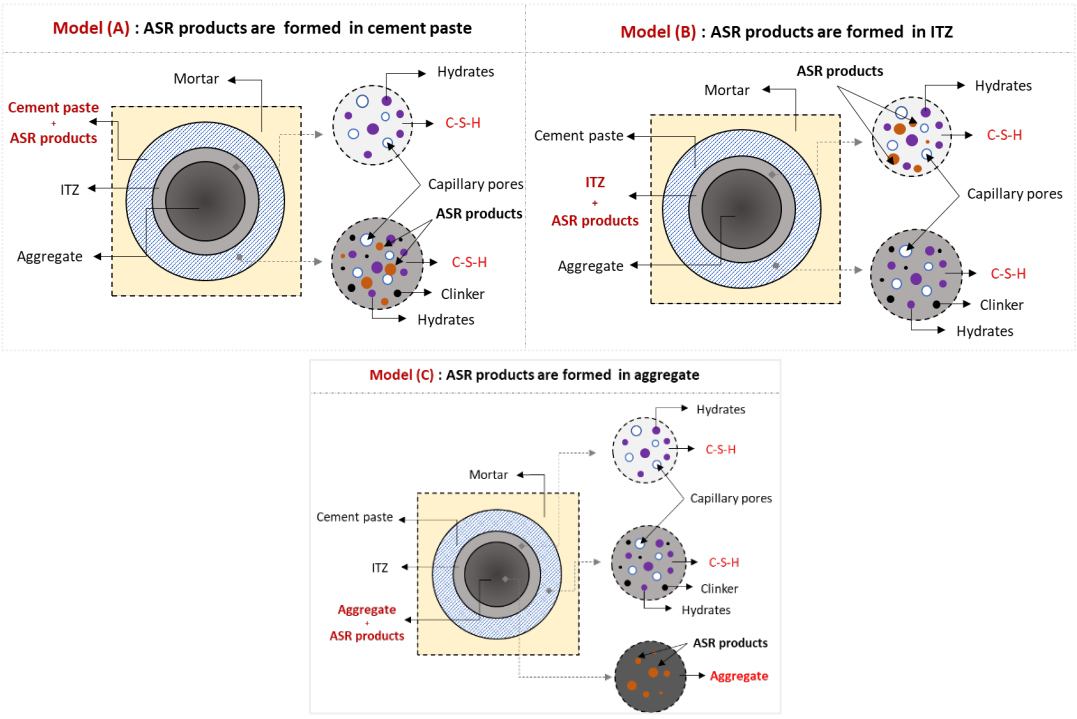


FIGURE 1. Representations of multi-scale models (A, B, and C) proposed for mortar.

The elastic properties of each phase are summarized in Table 2. The properties of the ASR products are determined through molecular simulations [Honorio et al., 2020], employing the Voigt–Reuss–Hill approach for crystalline phase (Na/K-shlykovite). For the nanocrystalline product ASR-P1, the self-consistent (SC [Hill, 1965]) scheme is utilized, due to their nanogranular nature. In an analogy with C-S-H two gel packing densities are considered [Constantinides et al., 2007]: gel with a packing density of 64% (as C-S-H LD) and gel with a packing density of 74% (as C-S-H HD). We do not account for the flow of ASR products here after. Modelling this level of detail would require controlling for the packing density of ASR products. In the analysis, we exclude minor phases formed (here, M-S-H, ferrihydrite-mc, and natrolite) since they are not known to generate crystallization pressure and data on their elastic properties are not available.

TABLE 2. Elastic properties of the main phases and corresponding references. The superscript+ refers to LD gel, Δ to HD gel. *Data from molecular simulations.

Phases	E [GPa]	υ	k [GPa]	μ GPa]	Ref
Unhydrated clinker	117.7	0.31	105.2	44.8	[Haecker et al., 2005]
Pores	0	0.50	2.2	0	[Lide, 1997]
HD C-S-H	29.4	0.24	18.9	11.9	[Constantinides, 2004]
LD C-S-H	21.7	0.24	13.9	8.8	
Amorphous silica	71.5	0.18	30.4	36.8	[Deschamps et al., 2014]
Na-shlykovite	35.6*	0.38*	50.0*	12.9*	[Honorio et al., 2020]
K-shlykovite	30.9*	0.39*	47.2*	11.1*	
ASR-P1	24.5*	0.41*	45.6*	8.7*	
	6.9+	0.28+	5.2+	2.7+	
	11.7Δ	0.33Δ	11.2Δ	4.4Δ	

3.2. Elastic properties

To estimate the elastic properties of the mortar, we begin by calculating the mechanical parameters that contribute to the macroscopic stiffness tensor and the interaction coefficient of each layer (level 1). Here, layer (*i*=1) represents the aggregate, layer (*i*=2) denotes the ITZ, and layer (*i*=3) signifies the cement paste. These layers collectively form a homogenized phase of the mortar's microstructure. As previously mentioned, the MT scheme is employed to estimate the effective bulk and shear moduli:

$$k_i = \left(k_m + \frac{4}{3}\mu_m \sum_{j=1}^{n} \emptyset_j \frac{k_j - k_m}{k_j + \frac{4}{3}\mu_m}\right)\left(1 - \sum_{j=1}^{n} \emptyset_j \frac{k_j - k_m}{k_j + \frac{4}{3}\mu_m}\right)^{-1} \quad (2)$$

$$\mu_i = \left(\mu_m + H_m \sum_{j=1}^{n} \emptyset_j \frac{\mu_j - \mu_m}{\mu_j + H_m}\right)\left(1 - \sum_{j=1}^{n} \emptyset_j \frac{\mu_j - \mu_m}{\mu_j + H_m}\right)^{-1} \quad (3)$$

with $H_m = \frac{\mu_m\left(\frac{3}{2}k_m + \frac{4}{3}\mu_m\right)}{k_m + 2\mu_m}$ where: *j* represents the inclusive phases; φ denotes the volume fraction; n indicates the number of inclusive phases. For each model describe above the following choices are made:

- For model (A): *i*=2 [where *m* is the C-S-H and *j* ϵ {hydrates; capillary pores}] and *i*=3 [where *m* is the C-S-H and *j* ϵ {hydrates, clinker unhydrated, capillary pores, ASR products}].
- For model (B): *i*=2 [where *m* is the C-S-H and *j* ϵ {hydrates, capillary pores, ASR products}] and *i*=3 [where *m* is the C-S-H and *j* ϵ {hydrates, clinker unhydrated, capillary pores}].

- For model (C): *i*=1 [where *m* is the aggregate and *j* ϵ {ASR products}]; *i*=2 [where *m* is the C-S-H and *j* ϵ {hydrates, capillary pores}] and *i*=3 [where *m* is the C-S-H and *j* ϵ {hydrates, clinker unhydrated, capillary pores}].

The subsequent step (level 2) involves determining the mortar's elastic parameters by applying the GSCS for three layers. The effective bulk modulus k_{mor} is expressed as:

$$k_{mor} = k_3 + (\emptyset_1 + \emptyset_2)\left(\frac{1}{k_C - k_3} + \frac{3\emptyset_3}{3k_3 + 4\mu_3}\right)^{-1} \quad (4)$$

with: $$k_C = k_2 + \emptyset_1\left(\frac{\emptyset_1 + \emptyset_2}{k_1 - k_2} + \frac{3\emptyset_2}{3k_2 + 4\mu_2}\right)^{-1} \quad (5)$$

The effective shear modulus μ_{mor} is obtained by solving the equation:

$$A\left(\frac{\mu_{mor}}{\mu_3}\right)^2 + B\left(\frac{\mu_{mor}}{\mu_3}\right) + C = 0 \quad (6)$$

where *A*; *B* and *C* are lengthy expressions, as detailed in [Hervé et al., 1993].

3.3. Interaction Coefficient

The interaction coefficient quantifies, at the macroscale, the effects of crystallization pressures acting at the microscale in the growing ASR products. It is determined analogously to the Biot coefficient [Bary et al., 2006]. This expression is applied herein to the case of ASR products within the mortar material, yielding:

$$b_{mor}^{ASR} = b_i^{ASR} + \frac{(3k_3+4\mu_3)(1-\emptyset_3)\{(b_2^{ASR}-b_3^{ASR})[4\mu_2(1-\emptyset_3)-3\bar{k}_{1-2}]-\emptyset_1(b_2^{ASR}-b_1^{ASR})(4\mu_2+3k_2)\}}{9k_1k_2\emptyset_3(1-\emptyset_3)+12\,\emptyset_3\,\mu_2\,\bar{k}_{12}+[4\mu_3+3k_3(1-\emptyset_3)][4\mu_2(1-\emptyset_3)+3\bar{k}_{12}]} \quad (7)$$

with: $\bar{k}_{12} = k_2\emptyset_1 + k_1\emptyset_2$ and $b_i^{ASR} = \emptyset_{ASR}^i \frac{3k_m+4\mu_m}{3k_{ASR}+4\mu_m}\left(1 - 3\sum_{j=1}^{n}\emptyset_j^i \frac{k_j-k_m}{3k_j+4\mu_m}\right)^{-1}$

where: b_i^{ASR} represents the interaction coefficient in layer *i*, where the ASR products are formed (varying for each model), with all notations consistent with those in Equation (2).

3.4. Expansion estimates

a. Linear elastic

At the microscopic scale, the behavior of mortar under ASR conditions is described for any x∈Ω, where Ω represents the domain occupied by ASR products in the REV, as:

$$\sigma(x) = C(x):\varepsilon(x) + \sigma_{ASR}^{P_c}(x), \quad \text{with: } \sigma_{ASR}^{P_c}(x) = -P_c^{lim}(x)\cdot\mathbf{1} \quad (8)$$

where: *C* denotes the stiffness tensor; σ and ε represent the microscopic stress and strain tensors, respectively.

At the macroscopic level, assuming homogeneous crystallization pressure per product the behavior writes as:

$$\sum \equiv C_{mor}:\boldsymbol{E} - \sum_{ASR_p} P_c^{ASR_p}\cdot\, b_{mor}^{ASR_p}\cdot\mathbf{1} \quad (9)$$

where: $ASR_p \in$ {Na-shly, K-shly, ASR-P1}; $P_c^{ASR_p}$ is crystallization pressure generated by ASR_p (here, taken as the P_c^{lim} defined in Equation (1) for each ASR product); and b_{mor}^{ASR} is the interaction coefficient. Assuming macroscopic isotropy: $C_{mor} = 3k_{mor}J + 2\mu_{mor}L$, with: $J_{ijkl} = 1/3(\delta_{ij}\delta_{kl})$ and $L_{ijkl} = 1/2(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) - 1/3(\delta_{ij}\delta_{kl})$, where: δ is the Kronecker symbol.

In the case of free swelling behavior, where no macroscopic stress is applied and the medium is isotropic, the resulting elastic linear macroscopic deformation [Bary et al., 2010], can be described as follows:

$$E^{linear} = \frac{E_v^{linear}}{3} = \frac{\Sigma_{ASR_p} P_c^{ASR_p} \cdot b_{mor}^{ASR_p}}{3k_{mor}} \quad (10)$$

b. Non-linear damage

Following the approach similar to the one described by [Dormieux et al., 2004], non-linear estimates accounting for damage can be obtained by assuming cracking at a level superior to that of the mortar scale by adding the term S_r corresponding to the density-saturation of the cracks effectively filled with ASR products. Considering an isotropic distribution of ellipsoidal cracks having the same radius and aspect ratio, the behavior in Eq. (9) with the incremental approach can be written as follows:

$$\dot{\Sigma} \equiv C_{mor} : \dot{E} - \sum_{ASR_p} \dot{P}_c^{ASR_p} \cdot b_{mor}^{ASR_p} \cdot S_r^{ASR_p} \cdot \mathbf{1} \quad (11)$$

Assuming that the filling process is fulfilled, the density-saturation $S_r^{ASR_p}(t)$ is equal to 1, the resulting non-linear macroscopic deformation, with $\dot{\Sigma} = 0$ can be described using the incremental equation below:

$$\dot{E}^{non-linear} = \frac{\dot{E}_v^{non-linear}}{3} = \frac{\Sigma_{ASR_p} \dot{P}_c^{ASR_p} \cdot b_{mor}^{ASR_p}}{3k_{mor}\left(1 - \Sigma_{ASR_p} b_{mor}^{ASR_p}\right)} \quad (12)$$

III. RESULTS AND DISCUSSION

1. Quantification of crystallization pressure by thermodynamic modelling

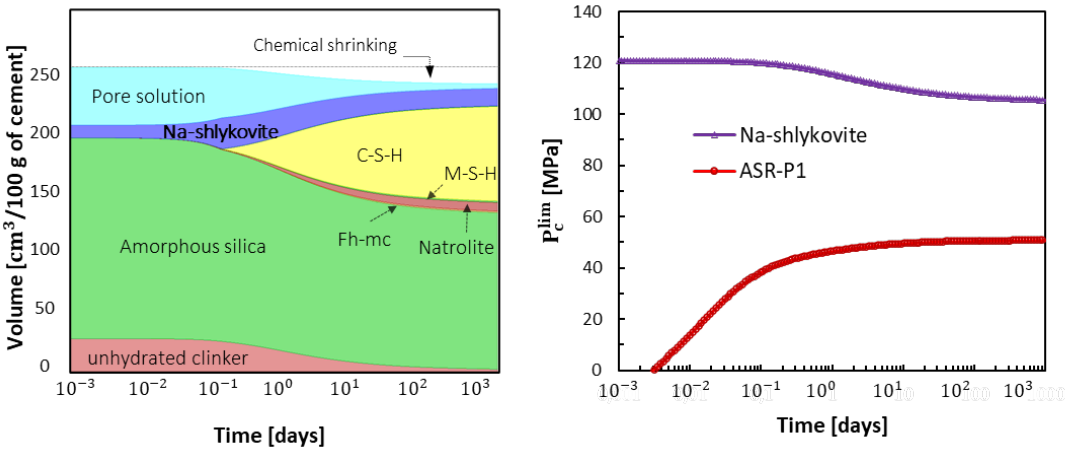


FIGURE 2. Predicted solid phase assemblages and quantification of crystallization pressure P_c^{lim} of ASR products from sample P-Ref at 60°C (data extracted from [Shakoorioskooie et al., 2021]).

Figure 2 depicts the predicted solid phase assemblages during ASR development induced by the addition of NaOH at 60°C, utilizing a sample denoted as P-Ref, as sourced from [Shakoorioskooie et al., 2021]. Notably, natrolite (a type of zeolite) can be formed due to its heightened temperature stability relative to other zeolite forms [Ma et al., 2020].

In this thermodynamic model, we can predict the quantitative amount of ASR products without accounting for the kinetics of their formation resulting from the dissolution of reactive silica in the system. The emergence of Na-shlykovite, with a maximum volume ($V^{max}_{Na-shky}$ approx 26 cm^3/ 100g cement), coexisting with a small quantity of ASR-P1 attributed to the presence of K_2O in the cement, (V^{max}_{ASR-P1}approx 0.4 cm^3/100g cement), is observed. As previously detailed in [Shakoorioskooie et al., 2021], these experimental observations via SEM-BSE micrographs distinctly identified a crystalline product. Consequently, P_c^{lim} values of approximately 100 MPa for Na-shlykovite and 40 MPa for ASR-P1 indicate that Na-shlykovite is supersaturated relative to ASR-P1 in the solution.

2. Estimation of Mechanical Properties through Homogenization

Figure 3 illustrates the results obtained from various models compared with the experimental Young's modulus from [Shakoorioskooie et al., 2021]. Models (B) and (C) agree well with the maximum experimental value, provided the expansion remains below 0.01% (i.e., prior to significant influence of damage induced by ASR development). The SEM-BSE observations in [Shakoorioskooie et al., 2021] reveal that cracks initially develop in the aggregates before extending into the cement paste. Therefore, it is imperative to incorporate a damage model to precisely estimate the properties of a degraded sample. The different results of the ASR-P1 elastic properties, in Table (2), had no discernible impact on the results of the estimation of the elastic expansion, due to their formation in small quantities in this sample.

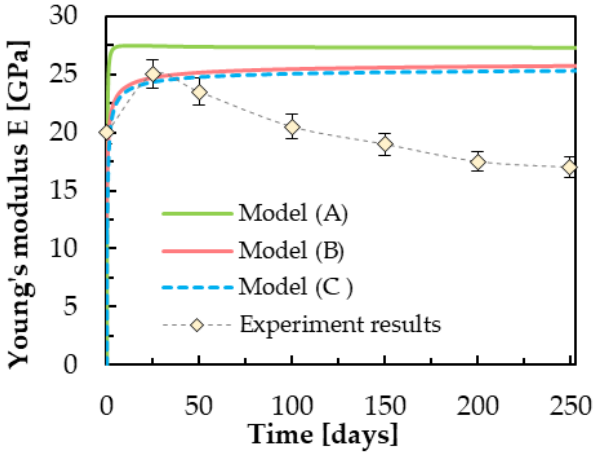


FIGURE 3. Estimation of Young modulus for 3 models in comparison with experimental data.

3. Estimation of expansions using the micromechanical model by the crystallization pressure

Figure 4 illustrates the outcomes of estimating both linear and non-linear expansions concerning ASR development. All linear calculations (Eq. 10) underestimate by two orders of magnitude the experimental values. Non-linear calculations agree better with the order of magnitude of the expansion observed experimentally, with models (A) and (C) leading to overestimations, and model (B) to underestimation compared to experimental values. Further developments are needed to include elastic behavior degradation with damage progression as a function of time, because the non-linear macroscopic strain rate depends on the time-dependent density-saturation ratio Sr(t) < 1. As long as the swelling kinetics due to the formation of ASR

products continues, it is necessary to include a model of reactive silica dissolution in the thermodynamic modeling of ASR.

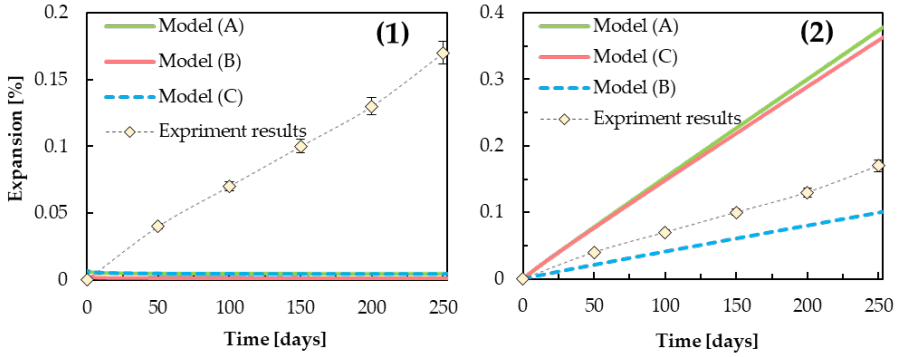


FIGURE 4. Estimation of linear (1) and non-linear (2) expansion for 3 models: comparison with experimental data [Shakoorioskooie et al., 2021].

IV. CONCLUSION

In this study, we aimed to predict ASR-induced expansion in mortar using thermodynamic modeling and micromechanics. We first predicted phase assemblage and determined crystallization pressures of ASR products through thermodynamic modeling. Results indicated Na-shlykovite was supersaturated compared to ASR-P1 in the aqueous solution. Expanding on this, we utilized a micromechanics-based multiscale model, considering three precipitation scenarios for ASR products. Our analysis suggests that models produce accurate estimates of Young's modulus when expansion remains below 0.01%. However, it was essential to integrate a damage model to precisely estimate degraded sample properties. Furthermore, we predicted both linear and nonlinear expansions due to ASR formation, with the latter providing better correspondence with experimental data. Enhancements are necessary to forecast elastic behavior degradation as damage progresses taking into account the kinetics of formation of ASR products in the thermodynamic model of alkali-silica reaction.

REFERENCES

Andrade, J., Gulikers, R., Polder (2015). Durability of Reinforced Concrete from Composition to Protection: *Selected Papers of the 6th International RILEM PhD Workshop held in Delft*, The Netherlands, July 4-5, 2013, Springer International Publishing, Cham https://doi.org/10.1007/978-3-319-09921-7

Bary, B., Bejaoui, S. (2006). Assessment of diffusive and mechanical properties of hardened cement pastes using a multi-coated sphere assemblage model. *Cement and Concrete Research*, 36 (2), 245-258. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.07.007

Bary, B., Leterrier, N., Deville, E., Le Bescop, P. (2010). Coupled chemo-transport mechanical modeling and simulation of mortar external sulfate attack.

Broder, M., Britta, P.-F., Darrell, N. (2005). Groundwater geochemistry, (2), *A Pract. Guid. to Model.*

Constantinides, G., Ulm, F.-J. (2004). The effect of two types of C-S-H on the elasticity of cement-based materials: Results from nanoindentation and micromechanical modelling. *Cement and Concrete Research*, 34 (1), 67–80. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00230-8

Constantinides, G., Ulm, F.-J., (2007). The nanogranular nature of C–S–H. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 55, 64–90. https://doi.org/10.1016/j.jmps.2006.06.003

Correns, W. (1949). Growth and dissolution of crystals under linear pressure. *Discussions of the Faraday Society*, 5, 267. https://doi.org/10.1039/df9490500267

Deschamps, T., Margueritat, J., Martinet, C., Mermet, A., Champagnon, B. (2014). Elastic Moduli of Permanently Densified Silica Glasses. *Scientific Reports*, 4 (1), 7193. https://doi.org/10.1038/srep07193

Dormieux, L., Lemarchand, E., Kondo, D., Fairbairn, E. (2004). Elements of poro-micromechanics applied to concrete. *Materials and Structures*, 37.

Haecker, C.-J., Garboczi, E., Bullard, J., Bohn, R., Sun, Z., Shah, S., Voigt, T. (2005). Modeling the linear elastic properties of Portland cement paste. *Cement and Concrete Research*, 35 (10), 1948–1960. https://doi.org/1016/j.cemconres.2005.05.001.64

Hevre, E., Andre, Z. (1993). n-layered inclusion-based micromechanical modelling, *Int J Eng Sci.*

Hill, R., (1965). A self-consistent mechanics of composite materials. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 13, 213–222. https://doi.org/10.1016/0022-5096(65)90010-4

Honorio, T., Chemgne Tamouya, O. M., Shi, Z. (2020). Specific ion effects control the thermoelastic behavior of nanolayered materials: the case of crystalline alkali-silica reaction products, *Physical Chemistry Chemical Physics*, 22 (47), 27800–27810. https://doi.org/10.1039/D0CP04955G

Jin, H., Ghazizadeh, S., Provis, J. L. (2023). Assessment of the thermodynamics of Na,K-shlykovite as potential alkali-silica reaction products in the (Na,K)2O-CaO–SiO2-H2O system. *Cement and Concrete Research*, 172 ,107253. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107253

Ke, X., Bernal, S. A., Provis, J. L., Lothenbach, B. (2020). Thermodynamic modelling of phase evolution in alkali-activated slag cements exposed to carbon dioxide. *Cement and Concrete Research*, 136, 106158. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106158

Kulik, D. A., Wagner, T., Dmytrieva, S. V., Kosakowski, G., Hingerl, F., Chudnenko, K. V., Berner, U. R. (2012). GEM-Selektor geochemical modeling package: revised algorithm and GEMS3K numerical kernel for coupled simulation codes. *Computational Geosciences*. https://doi.org/doi:10.1007/s10596-012-9310-6

Li, L., Kohler, F., Dziadkowiec, J., Røyne, A., Espinosa Marzal, R. M., Bresme, F., Jettestuen, E., Dysthe, D. K. (2022). Limits to Crystallization Pressure. *Langmuir*, 38 (37), 11265-11273. https://doi.org/10.1021/acs.langmuir.2c01325.535

Lothenbach, B., Kulik, D. A., Matschei, T., Balonis, M., Baquerizo, L., Dilnesa, B., Miron, G. D., Myers, R. J. (2019). Cemdata18: A chemical thermodynamic database for hydrated Portland cements and alkali-activated materials. *Cement and Concrete Research*, (115), 472–506. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.04.018

Lothenbach, B., Matschei, T., M¨oschner, G., Glasser, F. P. (2008). Thermodynamic modelling of the effect of temperature on the hydration and porosity of Portland cement. *Cement and Concrete Research*, 38 (1), 1–18. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.017

Ma, B., Lothenbach, B. (2020). Synthesis, characterization, and thermodynamic study of selected Na-based zeolites, *Cement and Concrete Research*, 135,106111. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106111

Mori, T., Tanaka, K., (1973). Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions. Acta Metallurgica 21, 571–574. https://doi.org/10.1016/0001-6160(73)90064-3

Scherer, G. W. (1999). Crystallization in pores. *Cement and Concrete Research*, 29 (8), 1347-1358. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00002-2

Shakoorioskooie, M., Griffa, M., Leemann, A., Zboray, R., Lura, P. (2021). Alkali-silica reaction products and cracks: X-ray micro-tomography-based analysis of their spatial-temporal evolution at a mesoscale, *Cement and Concrete Research*, 150, 106593 https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106593

Résultats préliminaires sur la qualité d'air intérieur d'un bâtiment prototype en bauge et terre allégée

Alexiane Phan[1,2], Rime Chehade[1], Myriam Bahrar[2], Antonin Fabbri[2], François Streiff[3] and Nassim Sebaibi[1]

[1] *COMUE NU, Builders Ecole d'Ingénieurs, Builders Lab, 1 Rue Pierre Et Marie Curie, 14610, Epron, France*

[2] *ENTPE, GCD-LTDS, UMR 5513 CNRS, 3 Rue Maurice Audin, 69120 Vaulx-en-Velin, France*

[3] *Parc Naturel Régional des Marais du Cotentin et du Bessin, 50500 Carentan-les-Marais, France*

RESUME Le changement climatique et l'augmentation des gaz à effet de serre suscitent un intérêt croissant pour des solutions de construction durables et respectueuses de l'environnement tels que les constructions en terre. Dans cette perspective, le projet européen CobBauge a donné naissance à un bâtiment prototype instrumenté dont les murs multicouches sont composés de bauge et de terre allégée. L'analyse des données issues de cette instrumentation révèle une possible contribution des éléments en bauge et en terre allégée sur la régulation de l'humidité, de la concentration en CO_2 et des particules fines de taille inférieure à 2,5 µm ($PM_{2.5}$). Au final, ce cas d'étude montre que l'utilisation de matériaux géo-sourcés peut avoir un impact sur la qualité de l'air au sein du bâtiment et augmenter le confort des habitants.

Mots-clefs Bauge, Terre allégée, Qualité des ambiances, Bâtiment prototype

Modalité de présentation Poster

I. INTRODUCTION

La société se trouve actuellement dans un contexte d'urgence climatique. En effet, l'Intergovernmental Panel on Climate Change indique une hausse de la température de surface de la Terre comprise entre 0,95 et 1,20°C (Lee, 2023). La principale cause, amenant une hausse de 1,0 à 2,0°C, est l'émission de gaz à effet de serre (GES) issues principalement des activités humaines.

C'est dans ce contexte général que l'utilisation de la terre crue connaît regain d'intérêt depuis les années 2000 du fait de son faible impact environnemental en regard de celui des matériaux traditionnels. Il est à noter que ce matériau de construction, qui est utilisé depuis le Néolithique, n'est pas anodin. A titre d'exemple, une étude de Marsh et al. a permis de recenser que, en 2021, 10% de la population mondiale vivaient dans des habitations en terre crue (Marsh and Kulshreshtha, 2022).

Il existe différentes techniques de construction en terre, les plus répandues étant le torchis, l'adobe, le pisé, le bloc de terre comprimée, la bauge et la terre allégée. Ce papier présente les deux derniers procédés de construction.

La terre allégée est un matériau léger, à faible densité, en comparaison des autres procédés de construction en terre. Le guide de bonnes pratiques de construction en terre crue pour la terre allégée défini ce matériau comme étant non porteur, composé d'une matrice de terre à l'état liquide généralement argileuse enrobant des granulats végétaux ou minéraux (de 80 à 90%). La mise en œuvre de cette terre peut être multiple : compacté dans un coffrage, apposé à l'aide d'une truelle ou après séchage (Confédération de la Construction en Terre Crue, 2018; Verron, 2022).

La bauge est un mélange de terre, de fibres agricoles et d'eau généralement employé comme élément porteur (Arduin et al., 2022). Cette technique de construction consistant à empiler des mottes/boudins/boules de terres à l'état plastique (teneur en eau comprise entre 15 et 30%), par levées successives, usuellement sans coffrage (Hamard et al., 2016; Perello, 2015). Lors du séchage, la bauge peut-être taillée à l'aide d'outils tranchants. Cette technique permet d'obtenir des murs monolithiques souvent massifs et épais.

De 2017 à 2023, un projet européen nommé CobBauge a donné lieu à la construction de deux bâtiments prototypes situé en Normandie (France) et en Angleterre (Touati et al., 2023). Leurs murs sont composés d'une couche de bauge et d'une couche de terre allégée (**FIGURE 1**). Ce projet transfrontalier sélectionné par le programme INTERREG VA France (Manche) et Angleterre a réuni six entités françaises (Builders École d'ingénieurs, Parc naturel régional des Marais du Cotentin et du Bessin, laboratoire LUSAC de l'Université de Caen Normandie) et britanniques (Université de Plymouth, Earth Building United Kingdom and Ireland, Hudson Architects).

Les constructions en terre sont connues pour leurs propriétés environnementales, mais peu de recherches concernent leur contribution au confort. Des études montrent que la terre est un matériau hygroscopique, généralement poreux qui adsorbe et désorbe les molécules d'eau dans leur environnement (Collet et al., 2010; Tchiotsop et al., 2022), mais peu d'analyse de cas en exploitation prouve que la bauge participe au confort hygrique d'un bâtiment. De plus, la qualité de l'air suscite un intérêt grandissant puisqu'une concentration trop élevée en particules fines et en CO_2 peut causer des nausées, de la fatigue et des maladies (Chatzidiakou et al., 2015; Jones, 1999). Or, la qualité d'air intérieur des bâtiments en terre reste encore très méconnue. Ce papier traite de la qualité de l'air du bâtiment prototype normand.

II. BATIMENT PROTOTYPE

Le bâtiment prototype est constitué de murs multicouches avec de la bauge en couche intérieure et de la terre allégée en couche extérieure (**FIGURE 2**). Les sols et les fibres proviennent de Normandie.



FIGURE 1. **Bâtiment prototype en Normandie**

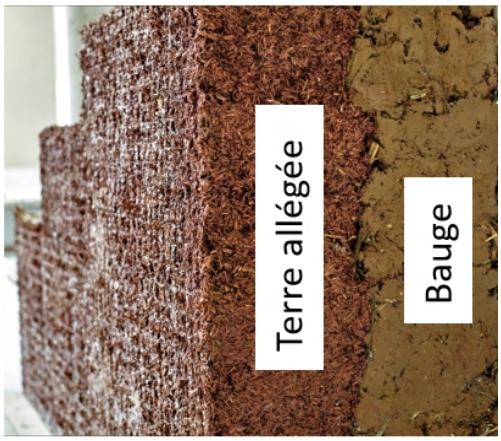


FIGURE 2. **Mur multicouche du bâtiment prototype**

A. Matériaux

La bauge employée est un mélange de 32,5% de sable limoneux fin (sol 1), de 65% limon peu plastique (sol 2) et de 2,5% paille de lin. La terre allégée est constituée de 66,7% d'argile très plastique (sol 3) et de 33,3% de fibres de roseau.

Les masses volumiques absolue des sols et de fibres sont indiquées dans le **TABLEAU 1**. Elles ont été obtenues après séchage dans une étuve à 40°C grâce à un pycnomètre à hélium de type AccuPyc II 1340, de l'enseigne Micromeritics, en suivant la norme NF EN 1097-7 (Azil, 2022). Cette méthode a pour principe d'introduire de l'hélium à une pression P_1 connue dans une enceinte de référence de volume $V_{cellule}$, puis d'insuffler de l'hélium dans une enceinte contenant l'échantillon. La pression P_2 dans cette deuxième enceinte de même volume $V_{cellule}$ est mesurée. Ainsi, la masse volumique absolue peut être déduite du volume occupé par le matériau V_{mat} obtenu tel que :

$$V_{mat} = V_{cellule} \times \left(1 - \frac{P_2}{P_1 - P_2}\right) \quad (1)$$

Le malaxage in-situ a été effectué par un godet de pelleteuse pour la bauge en mélangeant tout d'abord les sols, puis en ajoutant la paille de lin. Pour la terre allégée, le roseau et la barbotine ont été mélangés dans un malaxeur à pales. Les murs ont été montés en quatre levées.

TABLEAU 1. **Caractéristiques des constituants de la bauge et la terre allégée sur chantier (Azil, 2022)**

Caractéristiques	**Bauge**			**Terre allégée**	
Composant	Sol 1	Sol 2	Lin	Sol 3	Roseau
Proportion en masse [%]	32,5	65,0	2,5	66,7	33,3
Masse volumique absolue [kg/m³]	2603	2617	1397	2567	1310
Ecart type de la masse volumique	4	2	15	1	7
Masse volumique sèche [kg/m³]	1702			487	
Teneur en eau massique [%]	19,6 ± 1,6			79,9 ± 7,2	

L'étude des propriétés hygrothermiques des matériaux permet de s'approprier les matériaux qui sont complexes et serviront à une future modélisation du comportement hygrothermique du bâtiment.

La conductivité thermique a été déterminée pour chaque levée. Il s'agit de la capacité d'un matériau à laisser passer la chaleur. Des échantillons prismatiques de dimensions 300 × 300 × 70 mm³ ont été étudiés avec la HFM Netzsch 436 Lambda, selon la norme ISO 8301. Le principe est de soumettre un échantillon à un gradient thermique entre deux plaques. Des thermocouples sont intégrés aux surfaces des plaques et des transducteurs de flux thermique montés sur les plaques permettent de mesurer une tension proportionnelle au flux de chaleur traversant l'échantillon. Lorsque l'équilibre thermique est atteint, la conductivité thermique est calculée en utilisant la loi de Fourier. Pour la bauge, la conductivité thermique varie de 0,610 à 0,650 W/(m.K) ce qui correspond aux conductivités thermiques déterminées par Röhlen (Röhlen and Ziegert, 2013), et de 0,132 à 0,146 W/(m.K) pour la terre allégée ce qui est légèrement inférieur à la terre allégée par de la paille ayant une conductivité thermique de 0,18 W/(m.K) (Colinart et al., 2020).

TABLEAU 2. Caractéristiques des constituants de la bauge et la terre allégée au laboratoire (Azil, 2022)

Caractéristiques	Bauge	Terre allégée
Facteur de résistance à la vapeur d'eau μ	12,9 ± 0,7	8,2 ± 0,7

La terre allégée et la bauge sont des matériaux hygroscopiques. Le facteur de résistance à la vapeur d'eau μ des mélanges ont donc été étudiés en laboratoire par la méthode de la coupelle sèche (Azil, 2022). Le coefficient de résistance à la diffusion de vapeur d'eau μ vaut 100 pour le béton ordinaire. Ce coefficient indique la facilité qu'a un matériau à laisser passer la vapeur. Ces propriétés sont présentées dans le TABLEAU 2.

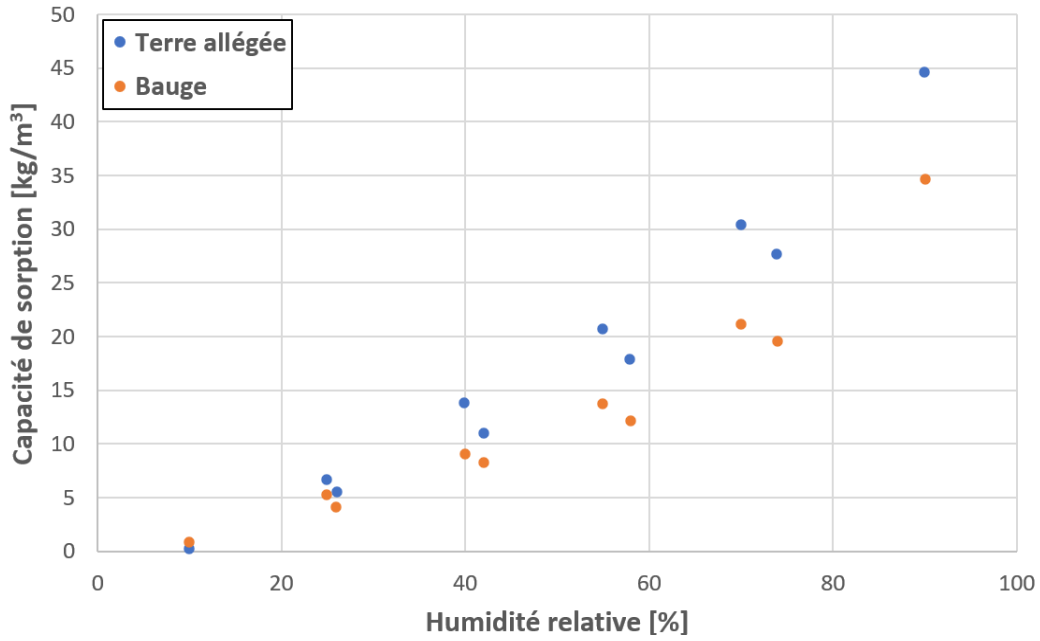


FIGURE 3. Isothermes de sorption expérimentales

Les isothermes de sorption d'humidité de la bauge et de la terre allégée à 23°C ont été étudiées expérimentalement (Azil, 2022). La FIGURE 3 montre que la terre allégée a une capacité de sorption légèrement supérieure à la bauge pour des humidités relatives élevées.

B) Instrumentation

Le bâtiment prototype, situé à Saint-André-de-Bohon, en Normandie, a une superficie de 20 m². Les murs multicouches de bauge et de terre adoptent deux épaisseurs différentes :

- Murs Nord et Est : 40 cm de bauge + 30 cm de terre allégée
- Murs Sud et Ouest : 25 cm de bauge + 25 cm de terre allégée

Un enduit de finition de chaux, terre et sable habille les parois extérieures.



FIGURE 4. Station météorologique

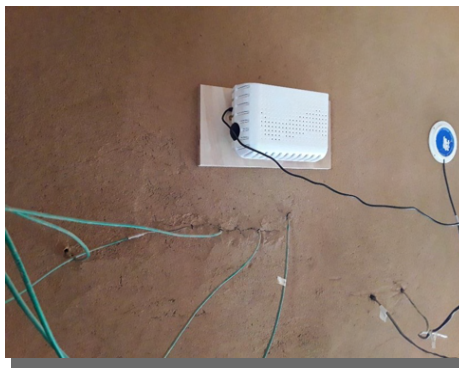


FIGURE 5. Sondes CS655 et station NEMo XT



FIGURE 6. Bâtiment prototype en construction (Azil, 2022)

L'instrumentation permettant l'acquisition de données est composée de :

- Une centrale de mesure et de contrôle CR1000X de Campbell Scientific couplée à des multiplexeurs AM16/32B : ils permettent de connecter tous les capteurs afin de récupérer les données.
- Une station météorologique WS-GP1 (FIGURE 4) : elle permet de mesurer les conditions météorologiques du site telles que la température extérieure, l'hygrométrie ambiante, le rayonnement solaire, le vent (vitesse et direction) et la pluviométrie.
- 55 Sondes CS655 (FIGURE 5, FIGURE 6) : une sonde est composée de deux tiges en acier inoxydable. Elles sont reliées à un circuit imprimé, lui-même connecté à une centrale de mesure. Les sondes permettent de mesurer la température, le temps de propagation et l'atténuation du signal permettant d'en déduire la permittivité diélectrique, la teneur en eau volumétrique et la conductivité diélectrique (Campbell, 2018). Le temps de réflexion de l'onde est corrigé grâce à la mesure de l'atténuation du signal, ce qui permet d'améliorer la mesure du temps de propagation. Ainsi, les teneurs eau peuvent être mesurées sans étalonnage avec

précision pour des sols dont la conductivité est inférieure à 8 dS/m. Les sondes sont placées dans les murs Ouest, Sud et Nord. Elles sont positionnées horizontalement et parallèlement aux surfaces des murs à 25 et 50 cm de la base des levées 2 et 3 et à 12,5 cm de profondeur depuis la surface intérieure (bauge) et depuis la surface extérieure (terre allégée).

- Deux stations NEMo XT (**FIGURE 5**) positionnées sur un mur intérieur et sur un mur extérieur : elles permettent de mesurer la qualité de l'air intérieur et extérieur en donnant la pression, l'humidité, la température, les concentrations en dioxyde de carbone (CO_2), en composés organiques volatils légers (COVL), en particules fines PM1/PM2,5/PM4/PM10, en dioxyde d'azote (NO_2) et en ozone (O_3).

Le Les gammes de mesure sont assez larges pour acquérir les données dans les conditions environnementales en Normandie.

TABLEAU 3 indique les incertitudes de mesures des capteurs de qualité d'air NEMo XT. Les gammes de mesure sont assez larges pour acquérir les données dans les conditions environnementales en Normandie.

TABLEAU 3. Incertitudes des capteurs de qualité d'air NEMo XT

Grandeur mesurée	Précision	Gamme de mesure
Température	± 2 °C de -25°C à 100°C	-55°C à 125°C
Humidité relative	± 3 % de 11°C à 89°C ± 7 % en dehors de cette plage	0 % à 95 %
Dioxyde de carbone	± 50 ppm ou ± 3% de la valeur lue	0 à 5000 ppm

III. RÉSULTATS

Afin d'analyser les qualités des ambiances, seuls les résultats des stations NEMo XT entre le 11 novembre 2023 et le 18 janvier 2024 sont présentés. Durant cette période, le chauffage était enclenché avec une température de consigne à 20°C.

La **FIGURE 7** présente les concentrations intérieures et extérieures en CO_2. Aujourd'hui, la concentration en CO_2 vaut environ 420 ppm d'après les mesures effectuées par l'observatoire de Mauna Loa (US Department of Commerce, 2023).

La concentration extérieure mesurée sur le site de Normandie pour la période étudiée vaut en moyenne 455 ppm avec des pics atteignant 639 ppm ce qui reste cohérent avec les mesures du laboratoire de Mauna Loa. Les fluctuations peuvent s'expliquer par la proximité d'une centrale de production de matériaux ou des passages de véhicules plus intenses.

La concentration de CO_2 intérieure moyenne est de 464 ppm. Elle fluctue entre 405 et 642 ppm. L'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) recommande une concentration inférieure à 1000 ppm en intérieur (ASHRAE, 2022). Le bâtiment répond à cette ligne directrice. Quatre pics de concentrations intérieures sont observables le 14, 19, 21 et 22 décembre. Ils correspondent aux jours de pose d'huile de lin sur la dalle de terre. La fenêtre située au rez-de-chaussée ayant été

ouverte durant l'application, les pics peuvent être dus à la fois à l'application d'huile de lin, à la présence humaine pour celle-ci ainsi qu'à l'échange avec le CO_2 extérieur. Ces paramètres augmentent significativement la concentration en CO_2.

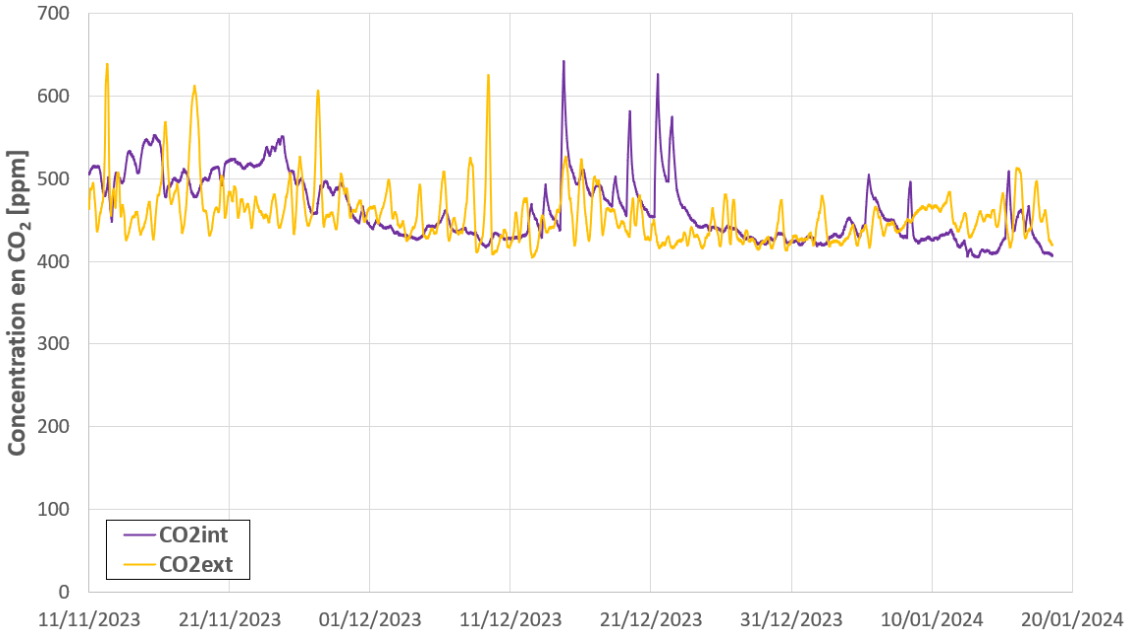


FIGURE 7. Concentration en CO_2 intérieure et extérieure

Des fluctuations dues à des cycles quotidiens sont observables sur la concentration en CO_2 extérieure, tandis que la courbe de concentration intérieure semble plus lisse. L'effet tampon sur la rétention de CO_2 par la terre crue a été démontré par Arris-Roucan et al., 2023, ce qui amène la possibilité que la bauge et la terre allégée adsorbe et désorbe le CO_2.

La FIGURE 8 montre les concentrations intérieure et extérieure de particules fines de diamètre inférieur à 2,5 µm ($PM_{2.5}$) qui peuvent avoir des effets néfastes sur la santé. La concentration extérieure moyenne vaut 8,0 µg/m³. Elle reste inférieure à 20 µg/m³ sauf durant trois périodes : du 1er au 2 décembre 2023, du 9 au 11 janvier 2024 où la concentration atteint son pic maximal à 32,9 µg/m³, et du 13 au 15 janvier 2024. Les sources d'émission de $PM_{2.5}$ ne sont pas contrôlables. Les pics peuvent être dus à la production de matériau à proximité du site, à du transport de particules par le vent ou à plus de passages routiers. La concentration intérieure reste quasi constante avec très peu de variations entre 1,0 et 7,0 µg/m³. Seules quatre augmentations de concentration sont notables : le 14 décembre (25,0 µg/m³), le 19 décembre (10,8 µg/m³), le 21 décembre (28,6 µg/m³), le 22 décembre (64,3 µg/m³). Ces pics de concentration en $PM_{2.5}$ concordent avec le moment d'application d'huile de lin. En effet, les mouvements entrainés lors de cette étape peuvent générer de la poussière. La fenêtre ouverte engendre aussi l'augmentation de particules fines intérieures provenant de l'extérieur. Ces hypothèses sont en cohérence avec l'étude de Sanchez-Soberon et al. qui estiment que la concentration de $PM_{2.5}$ passent de 7,3 µg/m³ sans

source d'émission, à une concentration de 289 µg/m³ lors de cuisine avec de la friture (Liu et al., 2022; Sánchez-Soberón et al., 2015).

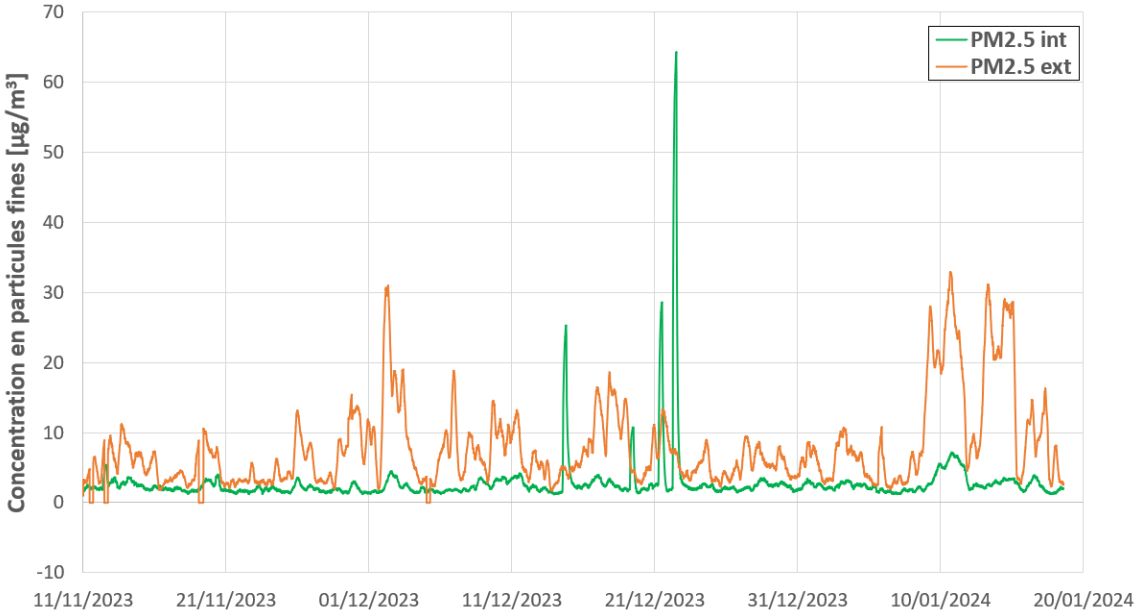


FIGURE 8. Concentration en PM2.5 intérieure et extérieure

Sur la majorité de la période, la concentration intérieure reste inférieure à 5 µg/m³. Les limites fixées par l'OMS sont indiquées dans le TABLEAU 4. Les mesures effectuées répondent la plupart du temps aux recommandations.

TABLEAU 4. Seuils de référence de l'OMS en 2005 et 2010 pour les $PM_{2.5}$ (Dor et al., 2010)

Polluant	Durée (calcul des moyennes)	Seuil de référence 2005	Seuil de référence 2010
$PM_{2.5}$ [µg/m³]	Année	10	5
	24 heures	25	15

De plus, la concentration en intérieur est généralement inférieure à celle à l'extérieur. Aujourd'hui, les recherches scientifiques sur l'adsorption de particules fines sont manquantes. Ainsi, une éventuelle perspective de rétention de particules fines par la bauge ou la terre allégée reste à analyser.

IV. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

De nos jours, l'urgence climatique amène un regain d'intérêt pour la construction en terre. Le projet CobBauge a donné naissance à deux prototypes en France et en Angleterre composés de murs multicouches afin suivre le comportement des bâtiments et étudier la qualité des ambiances. La période d'étude permet de mettre en évidence des possibilités de propriétés de la bauge et de la terre allégée :

- La régulation de CO_2 par la rétention de celui-ci par la bauge et la terre allégée est à approfondir.
- L'influence de la présence humaine doit être étudiée afin de dissocier son impact de celui du matériau.
- L'effet de la bauge et de la terre allégée sur l'adsorption de particules fines de diamètres inférieurs à 2,5 µm reste à étudier plus intensément.

Les potentiels effet de la bauge et terre allégée sur ces performances doivent par la suite être confirmées par des études plus approfondies.

De plus, les paramètres matériaux ainsi que les données réelles du bâtiment permettront de la création d'un modèle du comportement hygrothermique du bâtiment. Ainsi, une comparaison de la qualité de l'air au sein des bâtiments construits en matériaux traditionnels et ceux construits en bauge et terre allégée pourra avoir lieu.

REMERCIEMENTS

Nous exprimons notre gratitude à Karim Touati et Malo Le Guern pour leur contribution lors de la phase initiale du projet CobBauge, qui comprenait la construction du bâtiment prototype français.

REFERENCES

Arduin, D., Caldas, L.R., Paiva, R. de L.M., Rocha, F., 2022. Life Cycle Assessment (LCA) in Earth Construction: A Systematic Literature Review Considering Five Construction Techniques. Sustainability 14, 13228. https://doi.org/10.3390/su142013228

Arris-Roucan, S., McGregor, F., Fabbri, A., Perlot, C., 2023. Towards the determination of carbon dioxide retention in earthen materials. Build. Environ. 239, 110415. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2023.110415

ASHRAE, 2022. ASHRAE Position Document on Indoor Carbon Dioxide.

Azil, A., 2022. Etude des performances mécanique et hygrothermique des matériaux en terre et fibre végétale : application dans un bâtiment pilote (phdthesis). Normandie Université.

Campbell, 2018. CS655 Sonde réflectométrique de teneur en eau du sol (12 cm).

Chatzidiakou, L., Mumovic, D., Summerfield, A., 2015. Is CO2 a good proxy for indoor air quality in classrooms? Part 1: The interrelationships between thermal conditions, CO2 levels, ventilation rates and selected indoor pollutants. Build. Serv. Eng. Res. Technol. 36, 129–161. https://doi.org/10.1177/0143624414566244

Colinart, T., Vinceslas, T., Lenormand, H., Menibus, A.H.D., Hamard, E., Lecompte, T., 2020. Hygrothermal properties of light-earth building materials. J. Build. Eng. 29, 101134. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101134

Collet, F., Bart, M., Serres, L., Miriel, J., 2010. POROUS STRUCTURE AND HYDRIC PROPERTIES OF COB. J. Porous Media 13. https://doi.org/10.1615/JPorMedia.v13.i2.30

Confédération de la Construction en Terre Crue, 2018. Guide des bonnes pratiques de la construction en terre crue [WWW Document]. URL https://www.rehabilitation-bati-ancien.fr/espace-documentaire/guide-des-bonnes-pratiques-la-construction-en-terre-crue

Dor, F., Mandin, C., Kirchner, S., 2010. La qualité de l'air intérieur : une thématique en dynamique. Arch. Mal. Prof. Environ. 71, 806–812. https://doi.org/10.1016/j.admp.2010.09.003

Hamard, E., Cazacliu, B., Razakamanantsoa, A., Morel, J.-C., 2016. Cob, a vernacular earth construction process in the context of modern sustainable building. Build. Environ. 106, 103–119. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2016.06.009

Jones, A.P., 1999. Indoor air quality and health. Atmos. Environ. 33, 4535–4564. https://doi.org/10.1016/S1352-2310(99)00272-1

Lee, H., 2023. IPCC, 2023: Climate Change 2023: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, H. Lee and J. Romero (eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland. Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). https://doi.org/10.59327/IPCC/AR6-9789291691647

Liu, Y., Ma, H., Zhang, N., Li, Q., 2022. A systematic literature review on indoor PM2.5 concentrations and personal exposure in urban residential buildings. Heliyon 8, e10174. https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2022.e10174

Marsh, A.T.M., Kulshreshtha, Y., 2022. The state of earthen housing worldwide: how development affects attitudes and adoption. Build. Res. Inf. 50, 485–501. https://doi.org/10.1080/09613218.2021.1953369

Perello, B., 2015. Pisé or not pisé? Problème de définition des techniques traditionnelles de la construction en terre sur les sites archéologiques.

Röhlen, U., Ziegert, C., 2013. Construire en terre crue: construction, rénovation, finitions, Le Moniteur. ed. Paris.

Sánchez-Soberón, F., Mari, M., Kumar, V., Rovira, J., Nadal, M., Schuhmacher, M., 2015. An approach to assess the Particulate Matter exposure for the population living around a cement plant: modelling indoor air and particle deposition in the respiratory tract. Environ. Res. 143, 10–18. https://doi.org/10.1016/j.envres.2015.09.008

Tchiotsop, J., Issaadi, N., Poullain, P., Bonnet, S., Belarbi, R., 2022. Assessment of the natural variability of cob buildings hygric and thermal properties at material scale: Influence of plants add-ons. Constr. Build. Mater. 342, 127922. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127922

Touati, K., le guern, M., El Mendili, Y., Azil, A., Streiff, F., Carfrae, J., Fox, M., Goodhew, S., BOUTOUIL, M., 2023. Earthen-based building: In-situ drying kinetics and shrinkage. Constr. Build. Mater. 369, 130544. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130544

US Department of Commerce, N., 2023. Global Monitoring Laboratory - Carbon Cycle Greenhouse Gases [WWW Document]. URL https://gml.noaa.gov/ccgg/trends/

Verron, L., 2022. Estimating and mapping the availability of earth resource for light earth building using a soil geodatabase in Brittany (France) - ScienceDirect.

Optimisation de la rhéologie d'écoulement pour l'extrusion d'Anthropocite

Fatima Zahraa KACHKOUCH[1], Aurélie FABIEN[2], Arnaud PERROT[1], Pauline BOUHIER[2]

[1] *Univ. Bretagne Sud, UMR CNRS 6027, IRDL, F-56100 Lorient, France*

[2] *Néolithe. Laboratoire R&D Produits, 5 rue des ateliers, 49290 Chalonnes-sur-Loire, France*

RESUME

Pour répondre aux enjeux environnementaux, le couplage d'une méthode innovante de mise en forme telle que l'extrusion avec la valorisation des déchets non recyclables, se catégorise parmi les méthodes ayant fait leurs preuves ces dernières années, sur la réduction des émissions de CO_2. Dans ce contexte, l'entreprise Néolithe a développé des granulats d'Anthropocite créés à partir de la fossilisation accélérée des déchets non recyclables traités par un liant bas carbone. L'objectif de ce travail est d'étudier l'étape de fabrication de ces granulats par extrusion afin d'améliorer la compacité et les propriétés mécaniques de ces granulats en incorporant des ajouts minéraux, tels que l'argile et le filler calcaire, pour une future utilisation dans un béton imprimable. Cette étude passe par la formulation de la matière utilisée pour une mise en forme par extrusion, l'analyse du comportement rhéologique à l'état frais du matériau et l'évaluation de la densité et de la résistance à la compression des granulats extrudés.

Mots-clefs Extrusion, Rhéologie, Fossilisât, Déchets non recyclables

Modalité de présentation Poster

I. INTRODUCTION

Le domaine de la construction est responsable de 25% des émissions de CO_2. Le recours donc à des moyens de valorisation des déchets non recyclables dans la construction, constitue une bonne voie vers la réduction des émissions de CO_2. Coupler une technologie innovante telle que l'extrusion à l'utilisation des matériaux bas carbone constitue une alternative pour répondre aux enjeux environnementaux actuels.

L'extrusion a connu un essor considérable dans le domaine de génie civil principalement pour les produits argileux ou céramiques, offrant l'avantage de réduire les coûts de production des matériaux (coffrages non nécessaires) et réduire les déchets de construction. Pour le béton, l'extrusion permet d'obtenir des pièces plus compactes ayant des propriétés mécaniques plus élevées (Shao and Shah, 1997; Li et al., 2005; Kuder and shah, 2007; Kuder and Shah, 2010). Néanmoins, l'extrusion fait face à quelques problématiques, notamment celles liées aux propriétés spécifiques de ces matériaux, devant répondre à certaines caractéristiques rhéologiques et

tribologiques. En plus d'être plastique ou visco-plastique, le matériau doit être suffisamment rigide (Kuder and Shah, 2006; Toutou, 2003), et le phénomène d'essorage doit être faible pour éviter les pertes d'éléments fins (Kuder and Shah, 2006). Depuis quelques années, les applications de l'extrusion se sont élargies pour les matériaux cimentaires avec l'apparition de l'impression 3D (Perrot et al., 2016b; Roussel, 2018; Wangler et al., 2016). Comme pour les argiles, les matériaux cimentaires sont des matériaux visco-plastiques ayant un comportement non Newtonien (Perrot et al., 2018). L'une des difficultés rencontrées lors de l'écoulement du matériau est la maitrise de ses propriétés rhéologiques. Le seuil de cisaillement du matériau doit être suffisant afin d'assurer la stabilité lors de l'extrusion, une valeur de 20 kPa de ce seuil a été définie par (Toutou, 2002, 2003; Perrot et al., 2007) pour permettre une manipulation des extrudâts en sortie de filière. La viscosité doit être élevée afin de réduire la fluidité qui peut également nuire à la stabilité du matériau (Stang et al., 2008; Toutou et al., 2005). De plus, le drainage, est un phénomène très présent lors de l'extrusion et est plus accentué pour les matériaux cimentaires en raison de la taille et de la forme de leurs particules. La présence d'un grand volume de grains solides induit une forte compacité, présentant ainsi un comportement frictionnel lors de l'écoulement (Coussot and Ancey, 1999; Toutou et al., 2005) semblable à un milieu granulaire (Perrot et al., 2009, 2014). Ceci affecte la filtration du fluide à travers les grains solides et rend l'extrusion plus complexe. Pour répondre à cette problématique, (Perrot, 2006; Perrot et al., 2007) ont étudié le comportement interne du matériau extrudé, mettant en évidence l'effet de la vitesse d'écoulement sur le drainage. Celle-ci doit être élevée pour réduire ce phénomène, un seuil de vitesse a été ainsi établi (Chaouche et al., 2003), définissant l'apparition de drainage. À ce jour, plusieurs défis restent à relever pour bien maitriser cette technique, en particulier les propriétés rhéologiques bien spécifiques aux matériaux extrudés.

Dans le contexte de valorisation des déchets, Néolithe procède à un traitement des déchets non recyclables par la fossilisation accélérée. Ces déchets sont transformés en fossilisât (réduction de la granulométrie des déchets), puis en granulats d'Anthropocite®. L'objectif de ce travail est d'améliorer les caractéristiques mécaniques de ces granulats en utilisant la technique d'extrusion. Le relargage d'eau par le fossilisât - servant à fabriquer les granulats - étant important, l'ajout d'argile est ici primordial pour retenir l'eau dans ce type de matrice cimentaire. L'argile permet d'augmenter la viscosité du mélange, affectant ainsi son écoulement et sa maniabilité. Celle-ci peut notamment avoir un effet favorable sur l'homogénéité du béton en réduisant la consolidation pendant la mise en forme. De plus, afin d'optimiser le squelette granulaire et incorporer ces granulats dans la fabrication des bétons, pour des applications futures, il est nécessaire d'améliorer les propriétés mécaniques de ces granulats. Par conséquent, l'ajout des fillers calcaires contribuera à réduire la demande en eau pour maintenir une consistance adéquate, permettant ainsi une meilleure compacité sans compromettre la maniabilité. De plus, les fillers calcaires peuvent être actifs en favorisent la formation de carbo-aluminates, permettant d'atteindre des résistances mécaniques élevées. La première partie de cet article est consacrée à la présentation des matériaux utilisés dans la formulation des granulats, et à la description du processus d'extrusion. La seconde partie est dédiée à la présentation des premiers résultats obtenus et une ouverture sur les travaux futurs.

II. Matériaux et méthodes

A. Processus de fossilisation accélérée de Néolithe

Les déchets de la construction représentent un problème croissant. En suivant la structuration actuelle de la filière des déchets industriels et en passant par un centre de tri, on obtient 30% des déchets qui sont recyclés et 70% qui partent en site d'incinération ou d'enfouissement (Fig. 1).

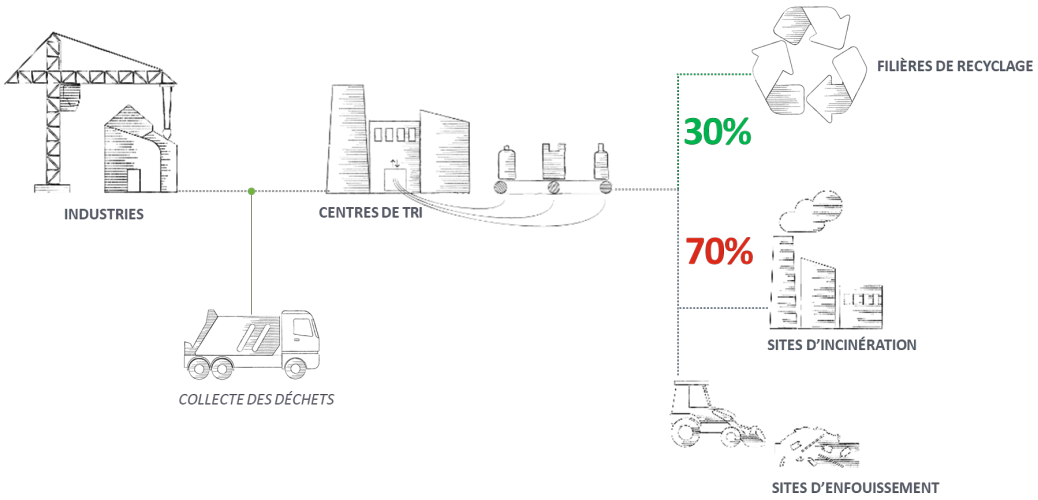


FIGURE 1. Structure actuelle de la filière déchets industriels.

La technique d'enfouissement présente plusieurs désavantages tels que l'émission de méthane, la hausse de la TGAP (taxes générales sur les activités polluantes), la réduction des capacités d'enfouissement, l'emprise foncière et le rejet par l'opinion publique.

Pareillement, la technique d'incinération (CSR : combustible solide de récupération) présente elle aussi plusieurs désavantages, une émission de dioxyde de carbone (CO_2), des refus de tri et matériaux interdits (ex : PVC), une taxation du CO_2 à la hausse, des capacités limitées et fluctuantes ainsi qu'un rejet par l'opinion publique.

L'objectif de Néolithe est de se positionner comme une alternative plus vertueuse par rapport aux centres d'enfouissements et d'incinération pour traiter les déchets non recyclables avec la solution de la fossilisation accélérée (Fig. 2). Le processus de fossilisation accélérée est une solution de traitement de déchets ultimes qui se décompose en plusieurs étapes (Fig. 3).

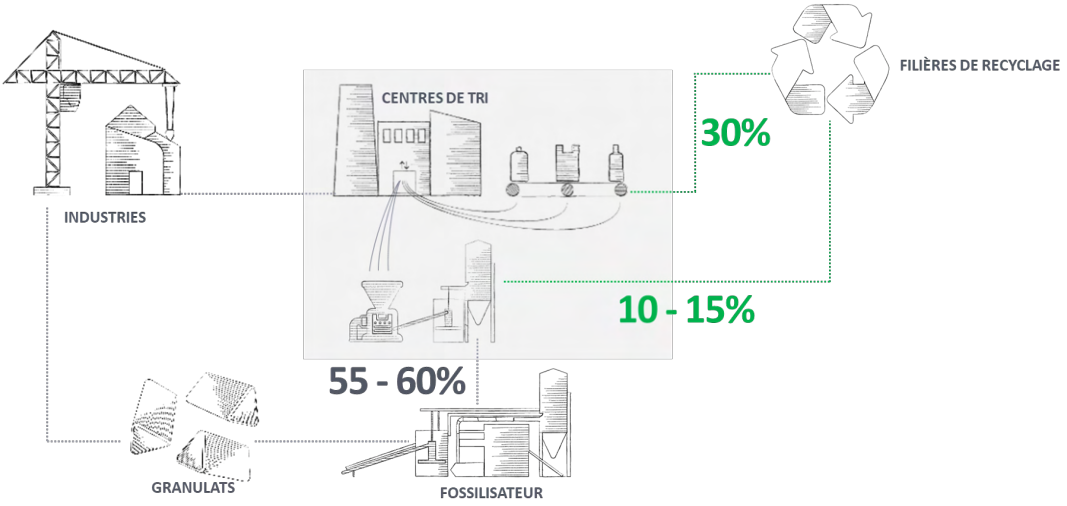


FIGURE 2. **Structure de la filière déchets industriels avec Néolithe.**

La première est une étape de tri des déchets, ceux dit non-inertes non-dangereux et en particulier les refus de tri de Déchets Industriel Banal (DIB). Les DIB sont généralement constitués d'un mélange non-recyclable de plastiques, bois cartons, isolants, ... qui sont destinés à l'enfouissement ou à l'incinération.

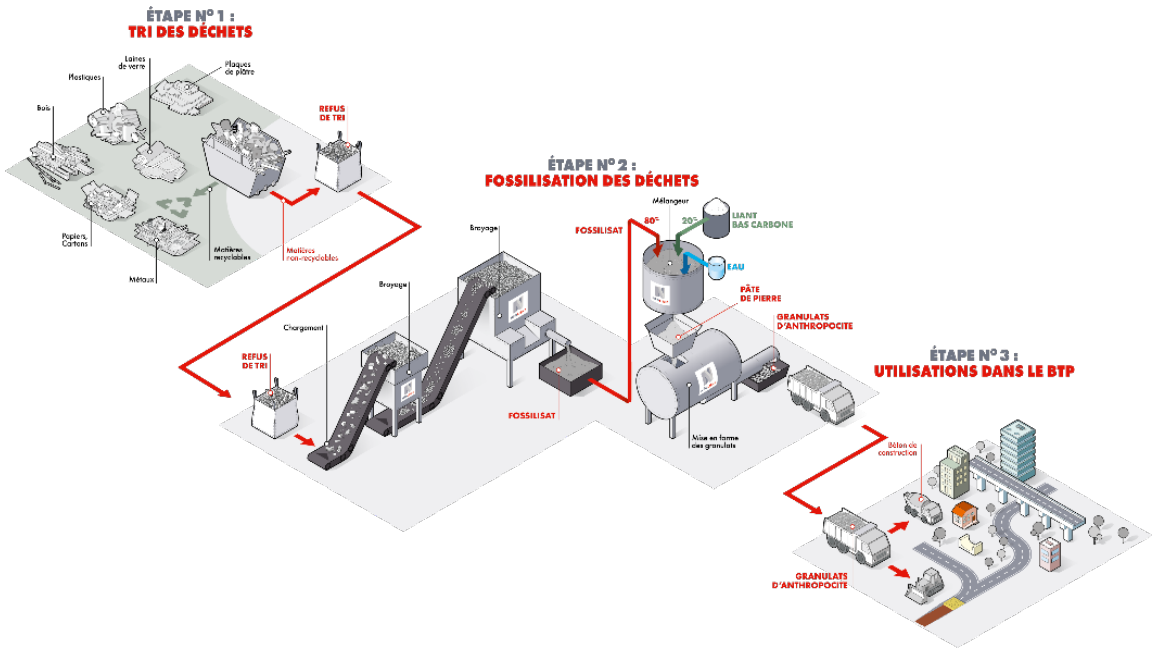


FIGURE 3. **Procédé de la fossilisation accélérée de Néolithe.**

La deuxième étape, concerne la transformation des précédents déchets pour en faire du fossilisât puis des granulats d'Anthropocite®. Pour arriver à cette finalité, les déchets subissent une succession de broyages afin de les réduire en poudre d'une dimension granulométrique inférieure à 600 µm qui sera appelé fossilisât. Ce fossilisât est ensuite mélangé avec un liant de la conception de Néolithe et mis sous forme de granulats d'Anthropocite®.

Pour finir, les granulats d'Anthropocite® sont destinés à être utilisés dans le BTP. Les granulats sont la première ressource naturelle consommée en France avec 450 mt par an dont 100 mt de granulats recyclés. Les granulats d'Anthropocite® peuvent être utilisés en substitution partielle des granulats naturels dans les bétons du BTP selon une évaluation technique délivrées par le CSTB. L'Anthropocite® est un produit qui sert également de puit de carbone, avec une empreinte carbone pour les granulats de -337 kg CO_2eq/tonne selon l'inventaire du cycle de vie vérifié par la base INIES.

B. Caractérisation du fossilisât utilisé

Les paramètres de caractérisation du fossilisât obtenus peuvent fluctuer dans des plages de fuseaux plus ou moins grandes et ne sont pas significatives de la nature exacte du déchet entrant. Cela même si la nature des déchets entrants, exerce une influence directe sur le fossilisât produit. Les caractéristiques données ci-après concerne un seul lot spécifique de déchets produits dans le cadre de cette étude.

Dans le cas de ce fossilisât, on obtient une valeur de perte au feu de 19,9% ainsi qu'une densité au pycnomètre à gaz (Hélium) suivant la norme ISO 12154 de 2,3216 g/cm^3. La répartition granulométrique du fossilisât a été obtenue par granulomètre laser à gaz suivant la norme ISO 13320. Les résultats des essais de granulométrie sont présentés dans la Fig. 4 ci-après. Chaque courbe représente un essai sur un échantillon du même matériaux (tests au total).

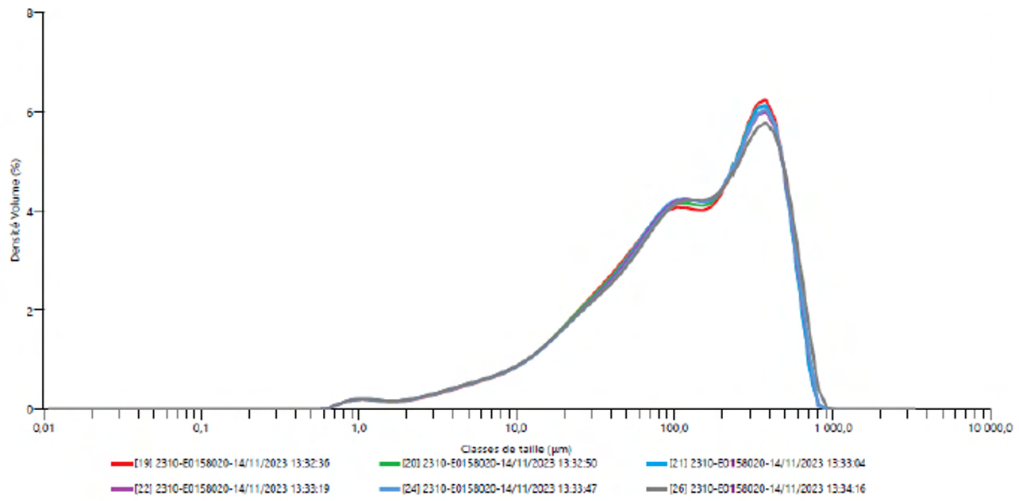


FIGURE 4. Courbe granulométrique du fossilisât par analyse au granulomètre laser.

La répartition granulométrique de l'échantillon est polymodale avec un pic principal centré à environ 400 µm et des populations secondaires centrées à environ 90 et 1 µm. La taille moyenne des particules est de 194 µm. Le graphique donne comme information des valeurs de d_{10} à environs 17 µm, d_{50} à environ 136 µm et un d_{90} à environ 457 µm avec une taille maximale des particules inférieure à 600 µm.

Des essais de lixiviations sur le fossilisât tamisé à 4 mm suivant la norme NF EN 12457-2 ont également été effectués. Ils ont montré un pH sur éluât de 7.7 et des concentrations en COT par combustion et en sulfates respectivement d'environ 65000 mg/kg de matière sèche et d'environ 16000 mg/kg de matière sèche. Ces valeurs dépassent les limites d'acceptabilité en emploi directe de la matière d'où l'importance de bien inerter le fossilisât, comme c'est le cas par exemple pour l'application dans le domaine de la technique routière dont les quantités doivent respecter les valeurs du guide Setra.

C. Matrice liante

1. Liant Néolithe

Le liant utilisé est un liant bas carbone développé par Néolithe dont la composition ne sera pas détaillée. La quantité en liant sera équivalente pour chaque formulation étudiée.

2. Additions minérales

Plusieurs additions minérales sont testées dans le cadre de cette étude afin d'améliorer la compacité du matériau produit et sa masse volumique.

Deux matériaux argileux non calcinés sont utilisés dans le cadre de cette étude. Il s'agit d'une boue de lavage de carrière utilisée dans les travaux de Audren et al. (Audren et al., 2023) ainsi qu'un kaolin commercial utilisé dans les travaux de Perrot et al. (Perrot et al., 2016a). Ces matériaux permettent aussi d'augmenter la viscosité et la plasticité du mélange et de réduire le drainage. Enfin, les fillers calcaires utilisés, BETOCARB® P2, sont fabriqués par le groupe Omya SAS. Ils se présentent sous forme de poudre en cristal non-abrasive de calcite caractérisée par une structure rhomboédrique.

Tous ces matériaux présentent une granulométrie se situant dans le fuseau 0-80 µm.

D. Formulations

En se basant sur une formulation initiale proposée par Néolithe, trois formulations à base d'argile ont été développées en substituant une partie du fossilisât par de l'argile. La quantité de liant utilisé est de 444 g, et celle de l'eau est de 669 g, avec un E/C = 1.05 fixe pour l'ensemble des mélanges pour respecter le cahier des charges imposé (Tab. 1). Le rapport E/C est assez élevé en raison de la forte absorption d'eau par le fossilisât.

L'ensemble des formulations citées ci-dessous ont été confectionnées en suivant le même procédé de malaxage.

- Malaxage pendant 2 min des constituants secs (liant, fossilisât, argile, boue ou calcaire) à vitesse lente afin d'éviter la volatilisation du fossilisât.
- Ajout de l'eau et malaxage à vitesse rapide pendant 5 min.

TABLEAU 1. Paramètres de variations des formulations étudiées.

Formulation	Liant (g)	Eau (g)	Fossilisât (g)	Kaolin (g)	Boue Housseaux (g)	Calcaire (g)
Formule initiale (100% fossilisât)	444	669	1558	-	-	-
Formule 1 (50% fossilisât – 50% Kaolin)			779	779	-	-
Formule 2 (50% fossilisât – 50% Boue)			779	-	779	-
Formule 3 (60% fossilisât – 40% Boue)			934	-	623	-
Formule 4 (50% fossilisât – 50% Calcaire)			779	-	-	779

E. Procédé d'extrusion

L'extrusion est un procédé de mise en forme des matériaux au comportement plastique, permettant de produire des matériaux possédant de meilleures propriétés mécaniques, comparée au procédé de fabrication traditionnel (Peled and Shah, 2003). En effet, lors de l'extrusion, les matériaux sont soumis à un gradient de pression élevé, ce qui induit une réduction de la porosité et donc l'obtention d'une matrice plus compacte. Cette réduction de volume est possible car le matériau initial de cette étude, une fois l'étape de malaxage des constituants effectuée, possède une forte porosité. Cette dernière est due à la présence de particules poreuses non saturées telles que les fibres végétales. Les échantillons produits seront conservés dans une chambre climatique avec température et humidité relative constantes (T = 22°C et HR = 70%).

Dans cette étude, une extrudeuse monovis est utilisée. Elle est constituée d'une vis en rotation permanente (Fig. 5), permettant l'écoulement du matériau vers la tête d'extrusion. Cette dernière est équipée d'une filière choisie selon la forme et les dimensions de la pièce souhaitées. La filière a notamment pour rôle de garder une température homogène dans le matériau. L'ensemble vis et matériau sont positionnés à l'intérieur d'un fourreau. Le matériau est ajouté progressivement et en continu via une trémie, tout en assurant sa désaération à l'aide d'une pompe à vide positionnée à l'entrée, avant qu'il soit transporté par la vis.

La filière utilisée est de forme cylindrique de diamètre 35 mm. Les échantillons sont donc découpés à une hauteur de 70 mm afin de conserver le rapport 1/2 pour les essais de compression.

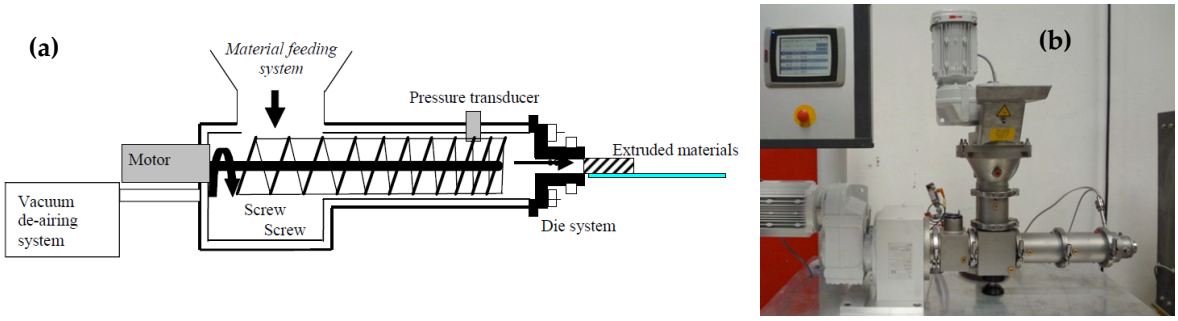


FIGURE 5. (a) Procédé d'extrusion à vis, (b) Extrudeuse monovis (Perrot et al., 2018)

III. Résultats et discussions

A. Résistance à la compression

Les essais de compression ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique suivant la norme NF EN 772-1. Six échantillons de chaque formulation ont été testés à 28 jours. Les résultats sont présentés à la Fig. 6. Les valeurs de résistance varient autour de 6.5 MPa pour les trois formulations, avec un écart-type moins élevé pour la première formulation. En augmentant le pourcentage de fossilisât (formule 3), une légère baisse de résistance est observée qui n'est pas significative. La formule initiale (de référence) extrudable sur des équipements de grandes dimensions (pression plus élevée), n'a pas pu se produire en utilisant l'extrudeuse du laboratoire. L'ajout donc de matières minérales permet une facilité de mise en forme par l'optimisation de la rhéologie du matériau. La comparaison avec cette formule ne peut pas donc avoir lieu. Néanmoins, l'objectif visé en termes de résistance est de 10 MPa. D'autres formulations, incorporant différents pourcentages de fillers calcaire et d'argile sont en cours d'études afin d'obtenir un matériau plus dense et donc plus résistant.

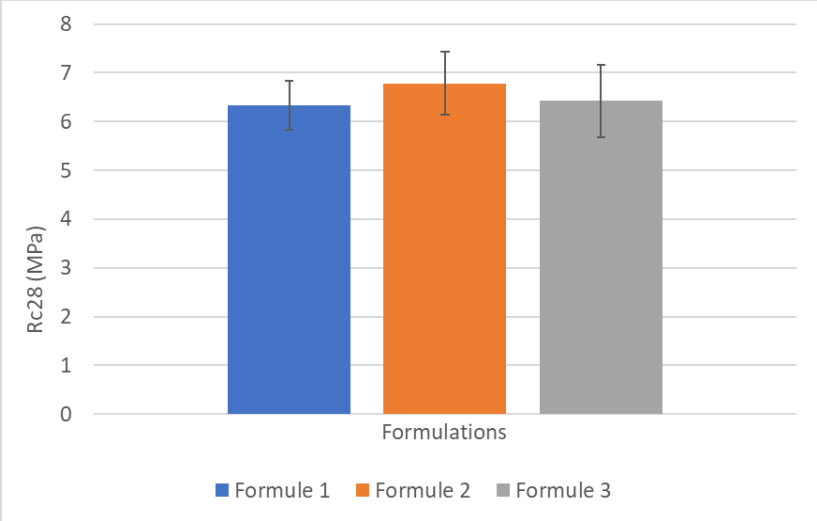


FIGURE 6. Résistance à la compression à 28 jours des éprouvettes extrudées

B. Masse volumique par pesée hydrostatique

La masse volumique réelle a été évaluée sur trois échantillons de chaque formulation, par pesée hydrostatique suivant la norme NF P98-250-6. Les résultats obtenus sont présentés sur la Fig. 7 et donnent une valeur de masse volumique réelle moyenne autour de 1600 kg/m³. Les masses volumiques réelles souhaitées doivent être supérieures à 1500 kg/m³ afin de respecter le cahier des charges de la formulation initiale (voir TABLEAU 1) extrudable uniquement sur des équipements industriels de grande taille. Par ailleurs, l'ajout des fillers calcaire permettra non seulement d'améliorer les résistances mécaniques, mais également d'optimiser le squelette granulaire et maintenir une bonne compacité en comblant la porosité. Tout comme précédemment, ces valeurs seront complétées par d'autres données incluant les fillers calcaires.

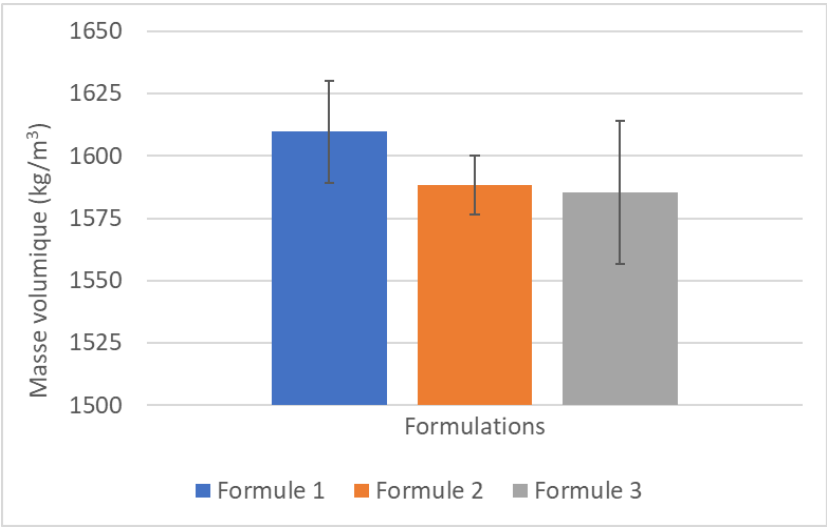


FIGURE 7. Masse volumique à 28 jours des éprouvettes extrudées

C. Enfoncement au pénétromètre

L'enfoncement au pénétromètre à cône permet de mesurer la pénétration du cône dans le matériau, suivant la norme NF P 94-052-1 – NF EN 17 892-12, et donc de suivre l'évolution de son seuil de cisaillement. Les essais de pénétromètre ont été réalisé sur les formules 2, 3 et 4 (Fig. 8a). Ces essais permettent d'évaluer la perte de maniabilité du matériau après son mélange avec le liant cimentaire. En effet, une structuration trop rapide du matériau cimentaire aurait pour conséquence de ne plus permettre d'extruder le mélange. La réalisation de ces essais permet de montrer que la rhéologie, ici évaluée par la mesure de l'enfoncement et ramener à un seuil de cisaillement (Fig. 8b) reste stable pendant trente minutes, rendant l'extrusion possible. Par ailleurs, ce seuil de cisaillement dépasse la valeur de 20 kPa citée dans l'introduction (au-delà de laquelle le matériau peut être stable lors de l'extrusion), pour les trois formules, et maintient son évolution dans le temps. Il serait donc nécessaire d'étudier ce comportement sur un temps plus important.

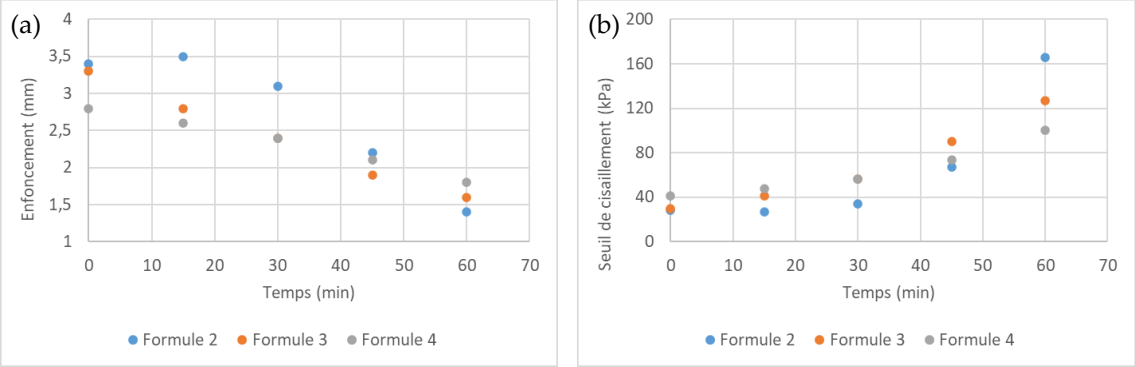


FIGURE 8. (a) Enfoncement, (b) seuil de cisaillement des mélanges

VI. Conclusions

L'étude des propriétés rhéologiques du matériau et la réduction des effets ayant lieu sous l'impact de la pression exercée lors de la mise en forme, e.g. le drainage, sont primordiales pour faciliter et optimiser l'extrusion des matériaux. L'objectif est donc d'obtenir un matériau permettant de valoriser un maximum de fossilisât tout en garantissant la densité la plus élevée possible et le drainage le plus faible. La substitution d'une partie du fossilisât par de l'argile a permis d'extruder le matériau (référence non extrudable) et a montré des résultats prometteurs en termes de résistance mécanique et de densité. Des pistes sont en cours d'exploration tel que l'utilisation d'un mélange ternaire composé de calcaire et d'argile. La stabilisation du temps d'enfoncement pendant 30 minutes (lié au seuil de cisaillement) indique un bon maintien de la rhéologie des matériaux, pour l'ensemble des formulations étudiées.

REFERENCES

Audren, M., Guihéneuf, S., Le Borgne, T., Rangeard, D., Perrot, A., 2023. Strategy for the Mix Design of Building Earthen Materials Made of Quarry By-Products. Buildings (Basel) 13, 2531-. https://doi.org/10.3390/buildings13102531

Chaouche, M., Chaari, F., Racineux, G., Poitou, A., 2003. Comportement de fluides pâteux en écoulement d'écrasement. Rhéologie 3, 46–52.

Coussot, P., Ancey, C., 1999. Rheophysical classification of concentrated suspensions and granular pastes. Phys. Rev. E 59, 4445–4457. https://doi.org/10.1103/PhysRevE.59.4445
Kuder, K., shah, suremdra, 2007. Tailoring extruded HPFRCC to be nailable. ACI Materials 104, 526–534.
Kuder, K.G., Shah, S.P., 2010. Processing of high-performance fiber-reinforced cement-based composites. Construction and Building Materials 24, 181–186. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.06.018
Kuder, K.G., Shah, S.P., 2006. CAPILLARY RHEOLOGY OF EXTRUDED CEMENT-BASED MATERIALS, in: Konsta-Gdoutos, M.S. (Ed.), . Springer Netherlands, Dordrecht, pp. 479–484. https://doi.org/10.1007/978-1-4020-5104-3_58
Li, Z., Zhang, Y., Zhou, X., 2005. Short Fiber Reinforced Geopolymer Composites Manufactured by Extrusion. Journal of Materials in Civil Engineering - J MATER CIVIL ENG 17. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2005)17:6(624)
Peled, A., Shah, S.P., 2003. Processing Effects in Cementitious Composites: Extrusion and Casting. Journal of Materials in Civil Engineering 15, 192–199. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2003)15:2(192)
Perrot, A., 2006. Visualisation de la consolidation durant l'extrusion des matériaux à base cimentaire.
Perrot, A., Lanos, C., Mélinge, Y., Estellé, P., 2007. Mortar physical properties evolution in extrusion flow. Rheologica Acta 46, 1065–1073. https://doi.org/10.1007/s00397-007-0195-6
Perrot, A., Rangeard, D., Levigneur, A., 2016a. Linking rheological and geotechnical properties of kaolinite materials for earthen construction. Materials and Structures 11, 4647–4655. https://doi.org/10.1617/s11527-016-0813-9
Perrot, A., Rangeard, D., Mélinge, Y., 2014. Prediction of the Ram Extrusion Force of Cement-Based Materials. Applied Rheology 24, 34–40. https://doi.org/10.3933/applrheol-24-53320
Perrot, A., Rangeard, D., Mélinge, Y., Estellé, P., Lanos, C., 2009. Extrusion Criterion for Firm Cement-based Materials. Applied Rheology 19, 53042–7. https://doi.org/10.3933/applrheol-19-53042
Perrot, A., Rangeard, D., Nerella, V.N., Mechtcherine, V., 2018. Extrusion of cement-based materials - an overview. RILEM Technical Letters 3, 91–97. https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2018.75
Perrot, A., Rangeard, D., Pierre, A., 2016b. Structural built-up of cement-based materials used for 3D-printing extrusion techniques. Mater Struct 49, 1213–1220. https://doi.org/10.1617/s11527-015-0571-0
Roussel, N., 2018. Rheological requirements for printable concretes. Cement and Concrete Research, SI : Digital concrete 2018 112, 76–85. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.04.005
Shao, Y., Shah, S.P., 1997. Mechanical properties of PVA fiber reinforced cement composites fabricated by extrusion processing. ACI Materials Journal 94, 555–564.
Stang, H., Fredslund-Hansen, H., Puclin, T., Harrington, B., 2008. Extrusion of ECC: Recent Developments and Applications: 7th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete. Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications 461–470.
Toutou, Z., 2003. Extrusion de matériaux à base cimentaire et propriétés mécaniques des produits extrudés. XXIemes rencontres universitaires de Génie Civil.
Toutou, Z., 2002. Rhéologie et formulation des géosuspensions concentrées : évaluation des conditions d'extrudabilité (These de doctorat). Rennes, INSA.
Toutou, Z., Roussel, N., Lanos, C., 2005. The squeezing test: a tool to identify firm cement-based material's rheological behaviour and evaluate their extrusion ability. Cement and Concrete Research 35, 1891–1899. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.09.007
Wangler, T., Lloret, E., Reiter, L., Hack, N., Gramazio, F., Kohler, M., Bernhard, M., Dillenburger, B., Buchli, J., Roussel, N., Flatt, R., 2016. Digital Concrete: Opportunities and Challenges. RILEM Technical Letters 1, 67–75. https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2016.16

Impact of limestone powder on workability and mechanical properties of ternary alkali-activated Binders prepared with Slag and Glass Powder

Tarek CHIKER[1], Hichem Alioui[2], Salima AGGOUN[3]

[1] *ESITC-Paris, Arcueil et CY Cergy Paris Université : chiker@esitc-paris.fr , tarek.chiker@cyu.fr*

[2] *CY Cergy Paris Université : salima.aggoun@cyu.fr*

[3] *LGCE, Université de Jijel, Algeria : aliouihichem@univ-jijel.dz , hichemaliouicivile@gmail.com*

RESUME Alkali-activated materials (AAMs) incorporating waste and cheaper additions is a good path to greening the concrete industry. In this study the influence of limestone powder (LP) contents as a replacement in slag/glass powder metasilicate activated mortars was assessed. The study objective is to design an eco-material with acceptable engineering properties. Tests were flow, compressive strength, porosity and density. Results show performance below 20% replacement; LP let to 18-30 improved workability but with a slight decrease in mechanical properties with increased replacement content, higher LP content led to weak reactivity and lower hardened properties; good correlation between flow, density and porosity.

Mots-clefs, Liants-activés, filler calcaire, propriétés physiques, porosité

Key-words AAMs, limestone powder, physical properties, porosity

I. INTRODUCTION

Scholars and industrials worldwide are already involved in sustainable development tasks to meet international commitments of net zero carbon emissions goal.

The construction industry focuses on alternatives to ordinary Portland cement (OPC) and greening current used materials and practices. In this context, alkali-activated materials (AAMs) have been proven to be an low CO_2 promising solution with enhanced engineering properties (Provis & van Deventer, 2019). In fact, such materials with or without cement may afford high performance if properly synthetized. Studies on slag-based AAMs are very abundant in literature. However, binary and ternary precursor mixtures need in-deep study to understand synergic effect of those materials.

Due to its successful use in OPC mixtures, cement limestone powder may be a good option to fabricate cheaper AAMs. Thus, it is known that AAMs limestone-based mixtures exhibits lower mechanical properties (Ortega-Zavala *et al.*, 2019; Liu *et al.*, 2024). (Avila-López *et al.*, 2015), with a good mix design using Taguchi method, state good performance of LP-Glass system. Other researchers explain the inverse influence of higher amounts of LP by a retarded reaction in rich-

calcium systems due to dilution effect (Chan & Zhang, 2023). Also, there is a general agreement about the favorable effect of LP on mix fluidity (Rashad, 2015; Zhu *et al.*, 2021).

For ternary systems, there is few studies on literature, and the synergy effect is not totally understood for yet.

The main aim of this experimental investigation hence is to investigate the impact of limestone powder replacement on workability and mechanical properties of the ternary alkali-activated binder.

II. METHODOLOGY

II.A. Materials

We are used the following precursor materials: Blast Furnace Slag (S) provided by an Algerian industrial in Annaba; Waste Glass Powder (G) was obtained after mechanical crushing of waste colorless glass delivered by AFRICAVER Algerian factory in Jijel. Also, two French commercial mineral additions were introduced: Limestone Powder (LP), HP type by ORGON and a CEM I 52.5N Ordinary Portland Cement. Physico-chemical properties of mineral powders are shown in Table 1.

TABLE 1. Powder materials properties

Oxides (% by weight)	**OPC**	**S**	**GP**	**LP**
CaO	64.8	47.40	12.40	98.8
SiO_2	19.9	34.60	69.40	0.56
Al_2O_3	6.2	6.55	1.70	0.06
MgO	1.2	3.95	0.50	0.06
Na_2O	0.35	2.48	13.00	0.29
Fe_2O_3	3.4	0.31	0.33	0.02
K_2O	0.85	1.57	0.28	0.2
SO_3	3.3	1.53	0.24	
Physical properties				
Blaine (cm^2/g)	4200	2795	2876	4390
Density (g/cm^3)	3.1	2.35	2.5	2.7

A 0/4 calcareous- silica sand from Île-de-France region was used. It has a density of 2.56. Furthermore, tap water was used.

Also, we used a new generation of high water-reducing superplasticizer based on modified polycarboxylates (Sika ViscoCrete Krono-947). Its dosage was fixed at 1.22% by the weight of cement. It has a liquid form and a light brown color, a pH = 4, and a density 1.08 kg/dm^3.

II.B. Mixture Design and preparation

A metasilicate prepared solution was used in this study. It consists of a mixture of Na_2SiO_3 and hydroxide NaOH (50%wt solutions in water). The silicate molar ratio SiO_2/Na_2O = 1.2, a density of 1.39 g/ml and pH >10. The alkaline solution was prepared 1day before experiment by pouring NaOH solution into sodium silicate with a mass ratio (Na_2SiO_3/NaOH = 2).

Four mortars with different LP contents were prepared according to European standard EN 196-1 (AFNOR, 2006): SGL0, SGL10, SGL20, and SGL40. Alkaline solution to precursor mass A/P = 0.25, liquid to solid L/S = 0.39, and sand to binder S/B = 2.75. The mixtures' design is presented in Table 2.

TABLE 2. Mortars mix design

Mélanges	LP (%)*	S (%)	GP (%)	A/P	L/S	S/C	Si/Na	Ca/Si
SG0	-	80	20	0.25	0.39	2.75	5.23	0.99
SGL10	8	72	20	0.25	0.39	2.75	4.90	1.07
SGL20	16	64	20	0.25	0.39	2.75	4.57	1.17
SGL40	32	48	20	0.25	0.39	2.75	3.92	1.40
*While glass was fixed at 20 %, LP replace slag by weight								

The mixing procedure lasted 7.5 minutes: mixing of dry materials at low speed (1 min); add 75%. wt. of water, and mixing for another minute; 25% water, superplasticizer, and alkaline solution and 2 min mixing at low speed; and finally, 2 min at high speed after of 1.5 min break.

Mortars were cast into 40x40x160 mm^3 prismatic molds for compressive measurement. They were kept poured into plastic bags and cured in ambient temperature till the testing ages.

II.C. Procedures

A mini-cone was used to examine the mortars workability (lower diameter d_1 = 150 mm, upper diameter d_2 = 50mm and height h = 200 mm). The filling of the cone was carried out in two layers by applying 30 shocks for each layer. For each mixture we measured workability two times with two perpendicular diameters. The average value was maintained.

Compressive strength was measured in accordance with EN 196-1 Standard (AFNOR, 2006) on split specimens by flexural device.

Porosity and density were carried out according to NF P 18-459 standard on 40x40x40 mm^3 mortar samples (AFNOR, 2010) .

III. RESULTS AND DISCUSSIONS

III.A. Mortar Flow

Figure 1 shows the mini-cone spread values of studied mortars. It can see that alkali-activated mixtures have a fluidity range between 135 and 184 mm, which is low compared to previous

studies. The reduction of its values can be explained by the low liquid to solid ratio (L/S = 0.39) and to Na_2SiO_3 high viscosity (Zhang *et al.*, 2018).

There is a significant improvement of workability with increased LP content, with little increase when LP ranged from 20 to 40%. These results prove that LP led to better workability in alkaline solutions compared with pozzolanic additions. This meets some previous works findings (Wang *et al.*, 2018; Zhu *et al.*, 2021).

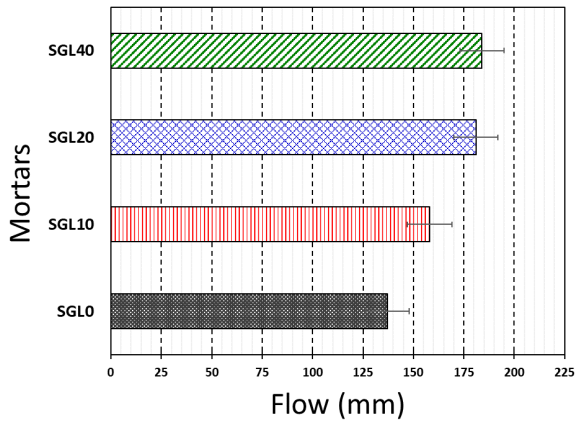


FIGURE 1. Mortars' flow

III.B. Compressive strength

In Figure 2, compressive strength (Rc) of mortars is presented. It is obvious that Rc decreases with higher contents of LP. The drop still acceptable even with 40% replacement (35 MPa). Also, it can be observed that higher contents of LP were less reactive in 7 days. The authors explain this by the excess of LP, still unreacted in this stage. Furthermore, this replacement contents meets OPC cement recommended contents (Chiker & Aggoun, 2023). The mechanism of reaction of LP is the same between OPC and AAMs systems. It consists of creating nucleation around more reacted mineral species (Torgal *et al.*, 2021).

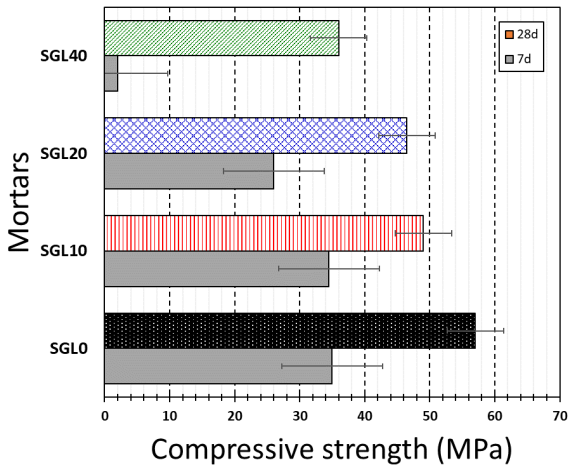


FIGURE 2. **Mortars' compressive strength records at 7 and 28 days of humid curing**

C. Water Porosity and Bulk Density of mortars

Water porosity and bulk density recorded values are shown in Figure 3.

We can see that water porosity at later ages is lower compared to 28 days values. What may be explained be the advanced stage of hydration of AAMs. However, LP content seems to have little influence on porosity. This finding is inversed in cement mixtures (Chiker, 2016).

In addition, LP content led to denser sets but not sure to enhanced compressive strength, Figure 2. As explained previously by the filler effect (Alioui *et al.*, 2022). In other words, LP have a packing role giving mechanical performance when associated with nucleation sites, but little influence if LP is over introduced in the mix.

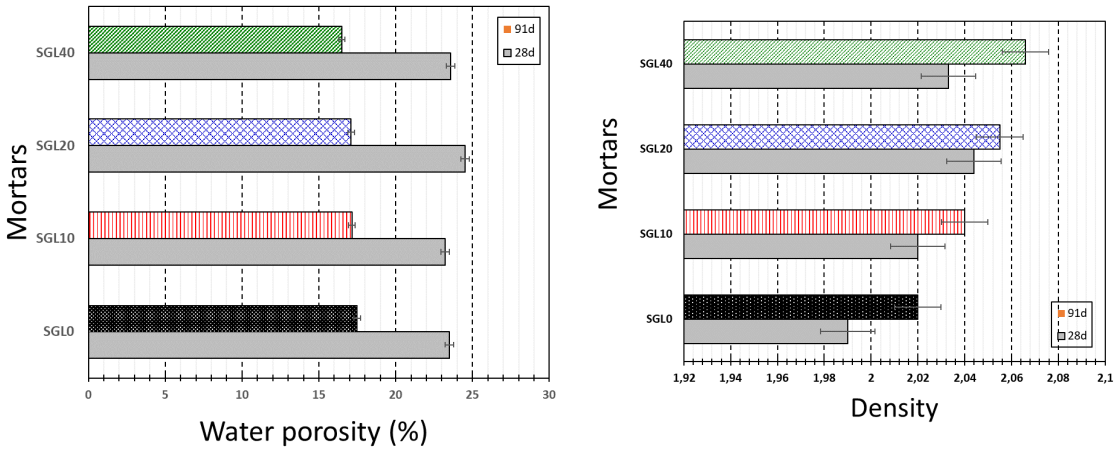


FIGURE 3. **A) Porosity and B) bulk density of tested mortars.**

III.C. Correlations

In Figure 4 the parameters correlations are plotted.

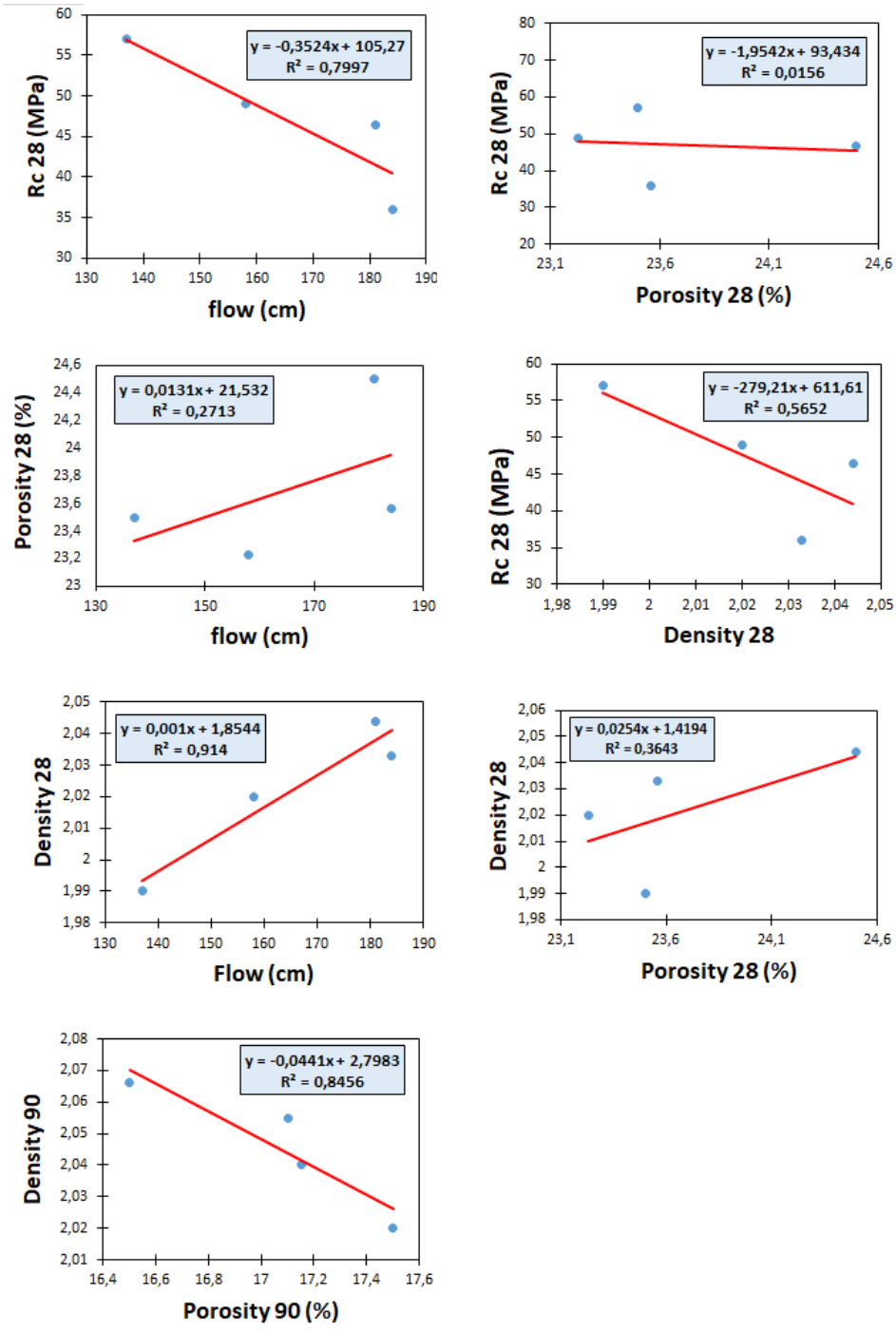


FIGURE 4. **Established correlations among tested parameters**

For flow, we observed a good correlation with bulk density. With higher flowability we recorded good densities. That is, fluid mixture dispersion is good and leads to dense set of porous system

and also higher mechanical properties. This support existing mechanisms in OPC based-materials (Mehta & Monteiro, 2006) .

For density/porosity, the correlation factor was recorded in 90 days rather than 28 days. This may be explained by the continuous hydration reaction at later ages du to pozzolanic delayed reactivity of slag and glass powder. Again, such findings meets known facts in cement materials (Neville, 2011).

V. CONCLUSIONS

In this study the synergy effect of limestone powder within slag/waste glass powder was investigated. The following conclusions are drown:

- Limestone powder is a cheaper addition to synthetize AAMs and leads to good performance with 10 to 20% replacement;
- More than 20 %content of LP compromise hydration reaction and lower mechanical properties;
- Porosity and density can't be linked directly to mechanical strength in the case of AAMs,
- LP has the same mechanism in AAMs and OPC-based materials.

This study contributes to understand ternary activated binders with waste materials and supports ongoing works worldwide aiming a general adoption of eco-materials in the construction industry sector.

The authors suggest further studies to understand rheology properties and porosity set.

REFRENCES

AFNOR (2006). *EN 196-1 : Méthodes d'essais des ciments–Partie 1 : Détermination des résistances mécaniques*. AFNOR.

AFNOR (2010). *NF P18-459- Essai pour béton durci : Essai de porosité et de masse volumique* (Version 2010). AFNOR. https://www.boutique.afnor.org/fr-fr/norme/nf-p18459/beton-essai-pour-beton-durci-essai-de-porosite-et-de-masse-volumique/fa203045/330883

Alioui, H., Chiker, T., Saidat, F., Lamara, M., Aggoun, S., & Hamdi, O. M. (2022). Investigation of the effect of commercial limestone on alkali-activated blends based on Algerian slag-glass powder. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, *26*(16). https://doi.org/10.1080/19648189.2021.2018047

Avila-López, U., Almanza-Robles, J., & Escalante-García, J. (2015). Investigation of novel waste glass and limestone binders using statistical methods. *Construction and Building Materials*, *82*, 296-303.

Chan, C. L., & Zhang, M. (2023). Effect of limestone on engineering properties of alkali-activated concrete : A review. *Construction and Building Materials*, *362*, 129709.

Chiker, T. (2016). Sodium sulfate and alternative combined sulfate/chloride action on ordinary and self-consolidating PLC-based concretes. *Construction and Building Materials*, *106*, 342-348.

Chiker, T., & Aggoun, S. (2023). Limestone powder and silica fume performance on slag-blended PLC plain and self-consolidating mortars properties. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, *24*(1), 26. https://doi.org/10.1007/s43452-023-00805-5

Liu, Y., Dong, B., Zhang, Y., Hou, D., & Wang, Y. (2024). Limestone powder-based alkali-activated materials : Influence of activator type. *Powder Technology*, *434*, 119334.

Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. M. (2006). Concrete : Microstructure, properties, and materials. In *Construction* (Vol. 3).

Neville, A. M. (2011). *Properties of Concrete*. Trans-Atlantic Publications,Indian International Ed.

Ortega-Zavala, D. E., Santana-Carrillo, J. L., Burciaga-Díaz, O., & Escalante-García, J. I. (2019). An initial study on alkali activated limestone binders. *Cement and Concrete Research*, *120*, 267-278.

Provis, J. L., & van Deventer, J. S. J. (2019). 16—Geopolymers and Other Alkali-Activated Materials. In P. C. Hewlett & M. Liska (Éds.), *Lea's Chemistry of Cement and Concrete (Fifth Edition)* (p. 779-805). Butterworth-Heinemann. https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100773-0.00016-2

Rashad, A. M. (2015). Influence of different additives on the properties of sodium sulfate activated slag. *Construction and Building Materials*, *79*, 379-389.

Torgal, F. P., Chindaprasirt, P., & Ozbakkaloglu, T. (2021). *Handbook of advances in Alkali-activated Concrete*. Woodhead Publishing.

Wang, D., Shi, C., Farzadnia, N., Shi, Z., & Jia, H. (2018). A review on effects of limestone powder on the properties of concrete. *Construction and building materials*, *192*, 153-166.

Zhang, P., Zheng, Y., Wang, K., & Zhang, J. (2018). A review on properties of fresh and hardened geopolymer mortar. *Composites Part B: Engineering*, *152*, 79-95.

Zhu, X., Kang, X., Deng, J., Yang, K., Jiang, S., & Yang, C. (2021). Chemical and physical effects of high-volume limestone powder on sodium silicate-activated slag cement (AASC). *Construction and Building Materials*, *292*, 123257.

Review on the mechanical performances of calcined and uncalcined laterite based-geopolymer binders

Théodore Gautier L.J. Bikoko[1,2], Jean Claude Tchamba[3]

[1]Department of Civil Engineering Science, University of Johannesburg, PO BOX 524, Auckland Park, Johannesburg, South Africa, lejeunegautier@rocketmail.com

[2]Institut Supérieure des Sciences des Techniques Industrielles et Commerciales (ISTIC)/Ecole d'Ingénierie Industrielle, Cameroun.

[3]Department of Civil Engineering, ENSET, University of Douala, PO BOX 1872, Douala, Cameroon

ABSTRACT

Laterite soils can be found in tropical and subtropical zones and are widely used as a sub-base layer of rural road construction or as a backfill material by the construction industry. This paper presents the review of literature on the mechanical properties of calcined and uncalcined laterite based-geopolymer binder's. This investigation aims to examine the utilisation of calcined and uncalcined laterite soils as a solid precursor or not for the development of alkali-activated materials. The outcomes from this study showed that 900°C is optimum calcination temperature of uncalcined laterite sample to have their high reactivity. This review also demonstrated that there is lack of study in other mechanical properties such as modulus of elasticity, elongation, hardness, fatigue limit, ductility, impact resistance, fracture toughness etc. on calcined and uncalcined laterite based-geopolymer binders. This study also revealed that the place and depth of collection of the raw laterite have an impact on the mechanical properties of geopolymer binders.

Keywords mechanical performances, calcined laterite, uncalcined laterite, geopolymer binders

I. INTRODUCTION

The growing population especially in developing countries like Cameroon increases the need for housing, which in turn increases the need for cement to build these buildings or housings or lodgings and other civil engineering infrastructures such as roads, pavements, bridges, viaducts, airports, railways, dams, walkways, pools, stadia [1] etc. As a result, the cement industry continues to emit the carbon oxide (CO_2) greenhouse gas. It was reported that 0.4 to 0.92 tons of CO_2 is emitted in the production of 0.6 to 1 ton of ordinary Portland cement (OPC), respectively

[1-8]. Andrew [9] also stated that the production of Portland cement (PC) alone contributes for about 8% of the global CO_2 emissions. As a solution to this issue, several alternative binder materials known as geopolymer (cement-less) binders and obtained by mixing aluminosilicate materials or precursors or starting materials with alkaline or acidic medium have been suggested for the full substitution or replacement of PC in order to limit the use of clinker. Geopolymer binders have been used as alternative binders to OPC since its invention in 1972 by Prof Joseph Davidovits a French chemist known as the inventor of "Geopolymer Science" to overcome the production of CO_2 emission resulted to the calcination of limestone for the manufacturing of clinker for the production of Portland cement. Previously, laterite soils were used as a sub-base layer of rural road construction or as a backfill material by the construction industry or mixed with Portland cement or lime for the production of earth-compressed blocks [10-19]. Recently, some studies have suggested laterite soils as a solid precursor in the development of alkali-activated materials also called "geopolymers" [11, 14-16]. These recent researches have shown that thermal activation of the raw laterite soils exhibited pozzolanic characteristics and have shown interesting properties of laterite-based geopolymer binders [14, 16, 18-21]. This has geared scientists and researchers to investigate and explore the physicochemical and engineering properties of both calcined and uncalcined laterite soils. A wide range of solid precursors or starting materials including volcanic ash, fly ash, ground granulated blast furnace slag, rice husk ash, municipal solid waste, bamboo leaf ash, clay brick waste, silica fume, sugarcane bagasse ash, metakaolin [22-25] etc. have been used for the development of alkali-activated materials. However, compared to other solid precursors such as fly ash, ground granulated blast furnace slag and metakaolin, there is still limited research which use calcined and uncalcined laterite soils as a solid precursor for the development of alkali-activated materials.

Despite the outstanding works conducted on the utilisation of calcined and uncalcined laterite soils as a solid precursor for the development of alkali-activated materials, there is still limited reviews available which have considered in depth the mechanical performances of calcined and uncalcined laterite based-geopolymer binders. Hence, this paper seeks to fill that gap in the literature by providing useful insight into some of the works done by previous researchers on calcined and uncalcined laterite soils as solid precursor to form geopolymer binders.

II. MECHANICAL PROPERTIES

The mechanical properties of a laterite based-geopolymer binder's show how it responds or deforms to an applied load. The mechanical properties of laterite based-geopolymer binders are influenced by the molar ratio (Si/Al), curing time, curing temperature, alkaline activator types, water content, the thermal or treatment temperature of laterite, and the chemical and mineralogical composition of the precursors/ aluminosilicate or starting materials used i.e. laterite. The mechanical properties are modulus of elasticity, compressive strength, tensile strength, elongation, hardness, fatigue limit, ductility, impact resistance, fracture toughness etc.

Kaze et al. [26] have collected two different laterites namely iron-rich laterite (LAI) and lateritic clay (LAC) from Montée des Sœurs and Ngoa-Ekellé, respectively in Yaoundé city, Cameroon and used them as solid precursors. Before being used for the geopolymer preparation, the above laterites were calcined at 600°C and labelled LAI600 for iron-rich laterite calcined at 600°C and

LAC600 for lateritic clay calcined at 600°C. Table 1 reports the chemical composition of raw and calcined laterites used. The preparation of the geopolymer composites included mixing both calcined laterites i.e. calcined iron-rich laterite and calcined lateritic clay separately with each alkaline activating solution i.e. sodium silicate or phosphoric acid. The liquid/solid mass ratios of 0.6 and 0.8 for calcined iron-rich laterite (LAI600) and calcined lateritic clay (LAC600), respectively were used. The fresh pastes were cast into cylindrical molds of 30 mm of diameter and 60 mm of height. It was reported that the compressive strength increased from 6 to 17 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for iron-rich laterite (LAI) when consolidated with an alkaline solution (AS) and after cured at 20°C, from 29 to 40 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for lateritic clay (LAC) when consolidated with an AS and after cured at 20°C. In the same paper, the authors stated that the compressive strength decreased from 15 to 10 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for LAI when consolidated with an AS and after cured at 40°C, from 38 to 30 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for LAC when consolidated with an AS and after cured at 40°C, from 38 to 30 MPa at 7 to 28 days of curing, respectively for LAC, respectively when activated with an AS and after cured at 40°C. The authors also asserted that by increasing the curing temperature from 20 to 40°C when activated with phosphoric acidic solution favoured the increase of mechanical strength in samples based on both laterites i.e. LAC600 and LAI600.

TABLE 1. Chemical composition of raw and calcined laterites [26].

Oxides (wt.%)	Lateritic clay (LAC)	Calcined lateritic clay (LAC600)	Iron- rich laterite (LAI)	Calcined iron-rich laterite (LAI600)
Fe_2O_3	13.15	13.07	49.34	48.93
SiO_2	43.00	48.36	20.11	22.00
Al_2O_3	28.10	32.35	17.35	24.40
P_2O_5	0.23	0.18	0.33	0.34
K_2O	0.10	0.06	0.03	0.06
CaO	0.03	0.05	0.03	0.05
TiO_2	2.03	2.51	0.903	1.12
Cr_2O_3	0.06	0.07	0.21	0.18
ZrO_2	0.05	0.05	0.03	0.05
L.O.I	13.33	3.33	11.66	3.22

Lecomte et al. [27] reported a compressive strength between 12 and 20 MPa from mixture of laterite clay with nitric acid/calcium hydroxide and fulvic acid/calcium hydroxide, respectively after oven-cured at 60°C. Goure-Doubi et al. [28] reported a mechanical strength of 1MPa of raw laterite activated with fulvic acid. Bewa et al. [29] reported the influence of curing temperature on

compressive strength of laterite based-geopolymer calcined at 700°C and activated with phosphoric acid solution. The outcomes of their study revealed that increasing the curing temperature from 40 to 90°C resulted in a reduction of strength from 83 to 24 MPa. This is due to the appearance of micro cracks within the matrix. Latifi et al. [30] reported a decrease in mechanical strengths with mixtures of laterite soils activated with sodium silicate solution without applying an oven curing. They also stated that the mechanical strengths were increased with an increase in the curing days from 3 to 90 days as well as the concentration of sodium silicate. Lemougna et al. [31] mixed indurated laterite calcined at 700°C with calcium carbonate and slag to produce geopolymer. The findings of their study revealed the dry compressive strength of 75 MPa when 50 wt% of slag was added in the mixture while compressive strength of 35 MPa was obtained at 20 wt% of calcium carbonates added. The mechanical performance improvement recorded due to both used of calcium carbonate and slag in the formulation of laterite-based geopolymer was attributed to synergetic combined effect of N-A-S-H and C-A-S-H gels which strengthened and densified the formed structures. Longos et al. [32] reported a compressive strength of 36.30 MPa after mixing 50.12 wt% of nickel–laterite mine waste (NMW) and coal fly ash with solid/liquid of 0.428. Permatasari et al. [33] mixed 0.5 and 1.0 wt% of nano TiO_2 with laterite calcined at 750°C in the formulation of geopolymer and found that the flexural strengths were 9.6 and 9.5 MPa. Nemaleu et al. [34] incorporated waste granite and basalt up to 20 wt % into laterite to produce geopolymer. The outcomes of their study revealed that the compressive strengths were between 7.5 and 35.9 MPa and 6.2–39.7 MPa for laterite/granite and laterite/basalt, respectively. This effect can be attributed to the coexistence of the amorphous Na-aluminosilicate, Ca-aluminosilicate, as well as, Na- polyferrosialate species that were responsible for the mechanical properties' development recorded on the end-products. Subaer et al. [35] mixed three laterite soils calcined at 750°C containing iron oxide (Fe_2O_3) between 10 and 30 by wt% with an activating solution comprising NaOH pellets and commercial sodium silicate. The authors found that the sample containing high amount of Fe_2O_3 i.e. 30.42 by wt% achieved a compressive strength of 39.91 MPa. Gualtieri et al. [36] mixed laterite calcined at 750°C and then activated with phosphoric acid and reported an enhancement in the flexural strength and elastic modulus in the ranges of 3.3–3.5 MPa and 12–33 GPa, respectively. This enhancement has been attributed to porosity than to the composition of mixtures. Kamwa et al. [37] have combined sodium silicate, sodium hydroxide and phosphoric acid solutions to activate natural pozzolan used as aluminosilicate precursor in order to manufacture compressed lateritic earth bricks. laterite soil (LS), natural pozzolan (PZ) and sand (Sa) were the raw materials used in their study. The lateritic soil (LS) was used as matrix of compressed bricks and was collected from Mangoule in the Littoral region of Cameroon. Natural pozzolan (PZ) was used as a source of aluminosilicate and was collected from a quarry located in Djoungo in the Littoral region of Cameroon. River sand (Sa) used was collected from the Sanaga Maritime River in the Littoral region of Cameroon and used as aggregate in the preparation of compressed lateritic earth bricks. The authors concluded that the use of acid-activated geopolymer binder in the production of laterite-based compressed earth bricks is more effective compared to the use of an alkali-activated geopolymer binder. This high performance of acid-stabilized compressed lateritic earth bricks is due to the high reactivity of natural pozzolan in acidic medium allowing the formation of Al-O-P bonds. Figure 1 and Figure 2 showed how in the acidic medium, the mechanical performances are higher than in alkaline solution, respectively.

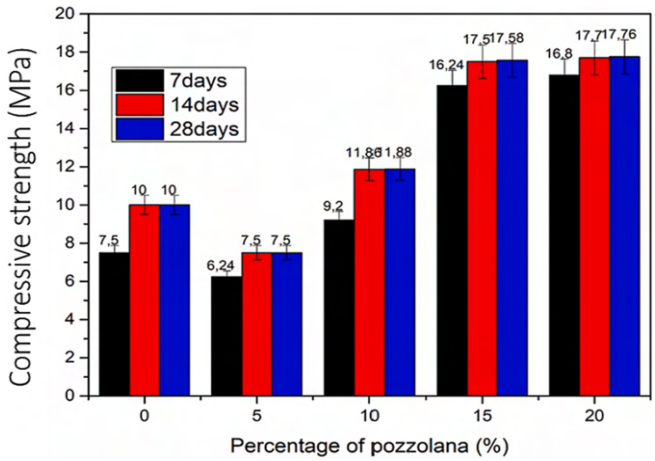


FIGURE 1. Compressive strength of acid stabilized CEBs cured at room temperature [37].

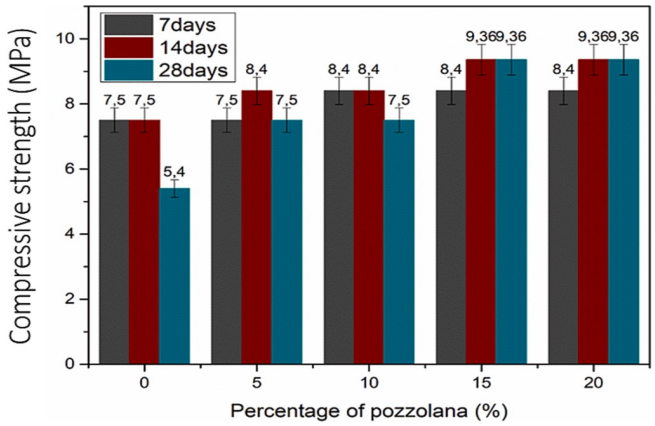


FIGURE 2. Compressive strength of alkaline stabilized CEBs cured at room temperature [37].

Abomo et al. [19] investigated the chemical and mineralogical composition of laterite layer based-geopolymer binder. The authors reported that the properties of geopolymer binders developed depend of laterite soils layer used in a profile. They also stated that increase in concentration of alkaline solution led to increase in flexural strength of geopolymer pastes as reported in Figure 3, where C0, C1, C2, C3, D0, D1, D2, D3, E0, E1, E2 and E3 in the X-X axis of Figure 3 correspond to different sampling depths.

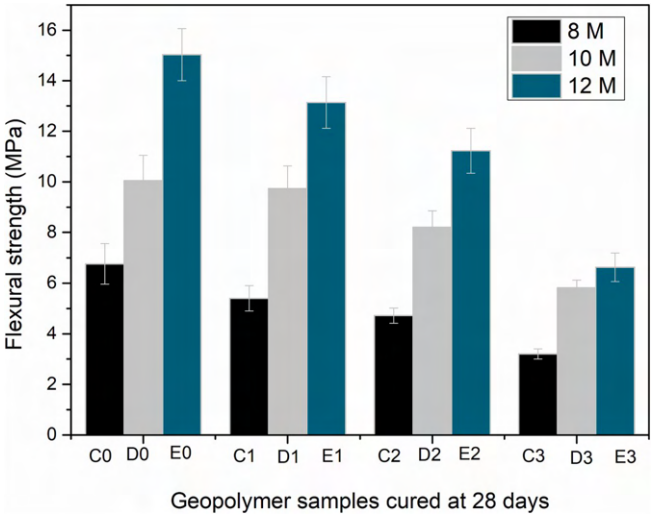


FIGURE 3. **Geopolymer samples cured at 28 days** [19].

Kaze et al. [38] investigated the performances of geopolymer products prepared using calcined iron-rich laterite at 600°C (LAT600) with different alkaline solution (AS) to calcined laterite (AS/LAT600) mass ratio ranging between 0.45– 0.65. The alkaline solution was prepared by mixing an aqueous NaOH solution with commercial sodium silicate solution in weight sodium silicate to NaOH solution ratio of 2. The prepared alkaline solution was kept at room temperature for 24 h before being used. The compressive strength was measured on consolidated samples at 7 and 28 days. The authors reported that the mechanical performance increases with the liquid to solid ratio till reaching the maximum at 54 MPa at 0.55 (see Figure 4). The authors also stated that further increasing in AS/LAT600 mass ratio above 0.55 caused a decrease in compressive strength from 54.41 to 46.40 MPa as can be seen in Figure 4.

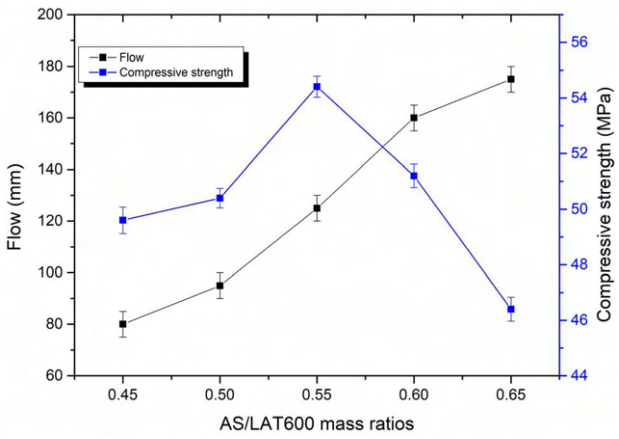


FIGURE 4. **Compressive strength of geopolymer products cured at 28 days** [38].

Komnitsas et al. [39] combined the residues of calcined Ni-rich laterite acid leaching at 800 and 1000°C with an alkaline activating solution. The outcomes of their study revealed that calcining residues at 800 and 1000°C had no positive effect on alkali activation exhibiting lower strength i.e. 1.4 MPa. Bewa et al. [40] used phosphoric acid at various molarities to investigate the effects of the ratio of liquid to solid on fresh and hardened properties of calcined iron-rich laterite based geopolymer. They reported that varying the ratio of liquid to solid had a positive impact on the mechanical and microstructural properties of geopolymer products exhibiting a compact and dense structure. Ghani et al. [41] reported the pozzolanic reactivity of uncalcined and calcined laterite at 500, 700 and 900°C anticipating to surrender suitable geopolymerization. The authors concluded that by increasing the calcination temperature from 25 to 900°C enhanced the reactivity of the raw material, additionally, they asserted that the temperature of 900°C is an ideal calcination temperature that was more suitable for the consumption of lime than 500°C and 700°C and uncalcined sample exhibiting their high reactivity. Tchio et al. [42] concluded that the incorporation of 10% of iron-rich laterite into calcium–silicate–hydrate (CSH) increased the strength up to 42.93 MPa and they also stated that the addition of Fe–C(A)SH in the laterite/pozzolans increased the compressive strength of the final product (15.34 and 15.8 MPa for laterite and pozzolan, respectively).

III. CONCLUSION

In the present research, the mechanical properties of calcined and uncalcined laterite based geopolymer binders were reviewed. The following conclusions can be drawn from this study:

- The Split tensile strength properties of laterite based geopolymer binders are scared in the literature.
- Many factors including curing conditions, the ratio of alkaline to the binder, and the type of activator have an important impact on the mechanical properties of laterite based geopolymer binders.
- The properties of laterite based-geopolymer binder depend of the place and depth of collection of the raw laterite, for example if the laterite was collected from the earth's surface or from a layer in a soil profile, the properties of the final product may vary.
- Using laterite without calcinating its exhibits poor reactivity and low mechanical strength and increase in the calcination temperature from 25 to 900°C enhanced the reactivity of the raw laterite.
- Further studies using other alkaline activators such as sodium sulfate etc. in the development of laterite-based geopolymer binders must be carried out.

REFERENCES

1. Bikoko TGLJ (2021) A Cameroonian study on mixing concrete with wood ashes: effects of 0–30% wood ashes as a substitute of cement on the strength of concretes. Revue des Compos Matér Avancés. 31(5):275–282. https://doi.org/10.18280/rcma.310502

2. Davidovits, J. (2013). Geopolymer Cement a review, published in Geopolymer Science and Technics, Technical Paper # 21, Geopolymer Institute Library.

3. Licht S (2017) Co-production of cement and carbon nanotubes with a carbon negative footprint. JCO2Util 18:378–389. https://doi.org/ 10.1016/j.jcou.2017.02.011

4. Raji M, Nekhlaoui S, Hassani I-EEAE et al (2019) Utilization of volcanic amorphous aluminosilicate rocks (perlite) as alternative materials in lightweight composites. Compos Part B Eng 165:47– 54. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.11.098

5. Shen W,CaoL, Li Q, WenZ,WangJ,LiuY, DongR,TanY,Chen R (2016) Is magnesia cement low carbon? Life cycle carbon footprint comparing with Portland cement. J Clean Prod 131:20–27. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.05.082

6. Bikoko TGLJ, Tchamba JC, Katte YV, Deh KD (2022) Effects of 0–30% wood ashes as a substitute of cement on the strength of concretes. In: Construction technologies and architecture. 4th International conference on bio-based building materials. Trans Tech Publications Ltd. vol 1, pp 51–60. https://doi.org/10.4028/ www.scientifi net/cta.1.51

7. Chowdhury S, Mishra M, Suganya OM (2015) The incorporation of wood waste ash as a partial cement replacement material for making structural grade concrete: an overview. Ain Shams Eng J 6(2):429–437. https://doi.org/10.1016/j.asej.2014.11.005

8. Bikoko, T.G.L.J.; Bayiha, B.N. Effects of marble addition on the fresh, physical, mechanical, and optical microscopic properties of metakaolin-based geopolymer binders. Innov. Infrastruct. Solut. 2022, 8, 3. https://doi.org/10.1007/s41062-022-00960-3
9. Andrew, R.M. Global CO_2 emissions from cement production, Earth Syst. Sci. Data 10 (2018) 1–52.
10. Joel, M. and E. Edeh Joseph, Comparative analysis of cement and lime modification of Ikpayongo laterite for effective and economic stabilization. Journal of Emerging Trends in Engineering and Applied Sciences, 2015. 6(1): p. 49-56.
11. Lemougna, P.N.A.U.M.U.F.C.K.E.T.A.B.T.I.L.B.S.P.f.S.B.A.i.T.C.R. and C. Prospects for the Case of Sustainability, 2011. 3, 293-305 DOI: 10.3390/su3010293.
12. O, O.A., E. Chukwunonye, and U.O. O, Performance analysis of cement-stabilised laterite for road construction in the tropics. 2019. 6(8): p. 555-561.
13. Osula, D.O.A., Lime modification of problem laterite. Engineering Geology, 1991. 30(2): p. 141-154.
14. V.E.L. Kamga. Samen, J.G.D. Nemaleu, R.C. Kaze, F.D. Kammogne, P. Meukam, E. Kamseu, C. Leonelli, A low thermal conductivity of lightweight laterite-cement composites with cotton wastes fibres, SILICON 14 (13) (2022) 8205–8222.
15. V.E.L.K. Samen, et al., Engineering properties, phase evolution and microstructure of the iron-rich aluminosilicates-cement based composites: cleaner production of energy efficient and sustainable materials, Cleaner Mater. 1 (2021), 100017.

16. S. Omar Sore, A. Messan, E. Prud'homme, G. Escadeillas, F. Tsobnang, Stabilization of compressed earth blocks (CEBs) by geopolymer binder based on local materials from Burkina Faso, Constr. Build. Mater. 165 (2018) 333–345.
17. Y.T. Todingrara, et al., Performance of laterite soil stabilized with lime and cement as a road foundation. %J, Int. J. Appl. Eng. Res. 12 (14) (2017) 4699–4707.
18. O.J.B.o.t.I.A.o.E.G.-r. Olufemi, Basic geotechnical properties, chemistry and mineralogy of some laterite soils from SW Nigeria, Bulletin de l'Association Internationale de Geologie de l'Ingenieur 37 (1) (1988) 13′ 1–135.
19. Abomo T, Kaze, R.C., Cengiz, O., Alomayri, T., Wilson, T.P., Medjo Eko, R., Naghizadeh, A., Kamseu, E. (2023). Impact of the depth of a lateritic profile on the physicochemical, mechanical and microstructural properties of geopolymer binders, Construction and Building Materials 403 (2023) 133138
20. Belinga Essama Boum, R., et al., Thermal behavior of acidic and alkali activated laterite based geopolymer: a comparative study. Geosystem Engineering, 2022: p. 1-14.
21. Kaze, R.C., et al., The corrosion of kaolinite by iron minerals and the effects on geopolymerization. Applied Clay Science, 2017. 138: p. 48-62.
22. Naghizadeh A, Ekolu SO (2020) Effects of compositional and physic-chemical mix design parameters on properties of fly ash geopolymer mortars. SILICON. https://doi.org/10. 1007/s12633-020-00799-2
23. Ekolu SO, Thomas MDA, Hooton RD (2006) Studies on Ugandan volcanic ash and tuff. In: Proceedings of the First International Conference on Advances in Engineering and Technology, Entebbe, July, Uganda, pp 75–83
24. Tchadjie LN, Ekolu SO (2018) Enhancing the reactivity of aluminosilicate materials toward geopolymer synthesis. J Mater Sci 53:4709–4733
25. Tchadjie LN, Ekolu SO, Quainoo H, Tematio P. (2021) Effect of incorporation of mechanically activated bauxite on the strength and microstructure of volcanic ash-based geopolymer mortars. J Build Eng 41(7):102384. https://doi. org/10.1016/j.jobe.2021.102384
26. Kaze, C.R., Lecomte-Nana, L., Kamseu, E., Sanz Camacho, P., Yorkshire, A.S., Provis, J.L., Duttine, M., Wattiaux, A., Uphie Chinje Melo, F. (2021). Mechanical and physical properties of inorganic polymer cement made of iron-rich laterite and lateritic clay: A comparative study, Cement and Concrete Research, 140(2021) 106320. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106320
27. G. Lecomte-Nana, H. Goure-Doubi, A. Smith, A. Wattiaux, G. Lecomte, Effect of iron phase on the strengthening of lateritic-based "geomimetic" materials, Appl. Clay Sci. 70 (2012) 14–21.
28. H. Goure-Doubi, G. Lecomte-Nana, F. Nait-Abbou, B. Nait-Ali, A. Smith, V. Coudert, L. Konan, Understanding the strengthening of a lateritic "geomimetic" material, Constr. Build. Mater. 55 (2014) 333–340.
29. Bewa, C.N., Tchakouté, H.K., Rüscher, C.H., Kamseu, E., Leonelli, C. (2019). Influence of the curing temperature on the properties of poly(phospho-ferro-siloxo) networks from laterite, SN Applied Sciences (2019) 1:916. https://doi.org/10.1007/s42452-019-0975-5
30. N. Latifi, A. Eisazadeh, A.J.E.e.s. Marto, Strength behavior and microstructural characteristics of tropical laterite soil treated with sodium silicate-based liquid stabilizer, %J Environmental earth sciences 72 (1) (2014) 91–98.
31. P.N. Lemougna, K.-T. Wang, Q. Tang, E. Kamseu, N. Billong, U. Chinje Melo, X.- M. Cui, Effect of slag and calcium carbonate addition on the development of geopolymer from indurated laterite, Applied Clay Science 148 (2017) 109–117.

32. A. Longos, A.A. Tigue, I.J. Dollente, R.A. Malenab, I. Bernardo-Arugay, H. Hinode, W. Kurniawan, M.A. Promentilla, Optimization of the Mix Formulation of Geopolymer Using Nickel-Laterite Mine Waste and Coal Fly Ash, Minerals 10 (12) (2020).
33. A.D. Permatasari, N. Fahira, N. Husna Muslimin, Subaer, Development of Photoactive Nano TiO2 Thin Film-Geopolymer Based on Laterite Soils Deposit Gowa Regency as Self-Cleaning Material, Materials Science Forum 967 (2019) 274–280.
34. J.G.D. Nemaleu, E.A. Belela, A. Nana, R.C. Kaze, P. Venyite, R.N. Yanou, J.N. Y. Djobo, E. Kamseu, Feasibilty of valorizing quarry wastes in the synthesis of geopolymer binders: engineering performances and microstructure, Environmental Science and Pollution Research (2022).
35. N.A. Subaer, A.R. Nurfadilla, Sulfiana, and F.P.J.M.W.C. San, The Potential of Laterite Soils Deposit South Sulawesi as a Precursor for Na-Poly (Ferro-Sialate), Geopolymers. 97 (2017) 01014.
36. M.L. Gualtieri, M. Romagnoli, S. Pollastri, A.F.J.C. Gualtieri, C. Research, Inorganic polymers from laterite using activation with phosphoric acid and alkaline sodium silicate solution: mechanical and microstructural properties. 67 (2015) 259–270.
37. Tchouateu Kamwa, R.O., Tchadjie Noumbissied, L., Tome, S., Eguekeng, I., Deutou Nemaleu, J.G., Tommes, B., Woschko, D., Janiak, C. and Etoha, M.A. (2023). A comparative study of compressed lateritic earth bricks stabilized with natural pozzolan-based geopolymer binders synthesized in acidic and alkaline conditions. Construction and Building Materials 400(2023)132652. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132652
38. Kaze, R.C., Deutou Nemaleu, J, G., Kamseu, E., Uphie Chinje,F., Andreola, F. and Leonelli, C. (2022). Towards optimization of mechanical and microstructural performances of Fe-rich laterite geopolymer binders cured at room temperature by varying the activating solution, RSC Adv., 2022, 12, 33737–33750
39. Komnitsas, K., et al. Factors Affecting Alkali Activation of Laterite Acid Leaching Residues. Environments, 2021. 8, DOI: 10.3390/environments8010004.
40. C. Nobouassia Bewa, L. Valentini, H. Kouamo Tchakout´e, E. Kamseu, J. N. Yankwa Djobo, M. C. Dalconi, et al., Reaction kinetics and microstructural characteristics of iron-rich-laterite-based phosphate binder, Constr. Build. Mater., 2022, 320, 126302.
41. U. Ghani, S. Hussain, A. Noor ul, M. Imtiaz, and S.A. Khan, Role of calcination on geopolymerization of lateritic clay by alkali treatment, Journal of Saudi Chemical Society 25 (3) (2021), 101198.
42. Tchio, J, A., Ngu Yerima., Kaze, C.R., Kamseu, E., Uphie Chinje, F., Leonelli, C. (2024). Design and characterization of iron–calcium–aluminium–silicate–hydrate as low-temperature binder, Innovative Infrastructure Solutions (2024) 9:42.
43. Komnitsas, K., E. Petrakis, and G. Bartzas, A novel and greener sequential column leaching approach for the treatment of two different Greek laterites. Science of The Total Environment, 2023. 854: p. 158748.
44. Komnitsas, K., et al., Column leaching of low-grade saprolitic laterites and valorization of leaching residues. Science of The Total Environment, 2019. 665: p. 347-357.

Des altérites aux latérites ?

Marie Thérèse Marame Mbengue[1,2], Abdou Lawane[1], Adamah Messan[1], Anne Pantet[2]

[1] *Laboratoire Eco-Matériaux et Habitats Durables (LEMHaD), Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), 1, Rue de la Science, Ouagadougou 01 BP 594, Burkina Faso*

[2] *Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC), Université Le Havre Normandie, UMR 6294 CNRS, 76063 Le Havre, France ; anne.pantet@univ-lehavre.fr*

RESUME

Les sols latéritiques sont très utilisés en construction routière dans les pays subtropicaux. Une bonne connaissance de leur processus de formation est importante pour mieux cerner la diversité des gisements et la variabilité des caractéristiques géotechniques. Les différents modes de formation de ces sols latéritiques sont passés en revue en mettant en exergue les théories allochtonistes et les théories autochtonistes. Les différents types de classifications sont présentés des plus anciennes aux plus récentes. La classification (Mbengue, 2023 et al) est présentée et elle propose d'intégrer dans les études de site des considérations géologiques des formations superficielles, tout en acceptant que les ensembles géologiques peuvent présenter des spécificités locales car les mécanismes de latéritisation sont complexes et associent les deux théories anciennes sans les opposer et des données géotechniques notamment sur les modules de déformation obtenus en compression triaxiale cyclique sous faible confinement.

Mots-clefs : Sol latéritique, formation, classification

Modalité de présentation : Poster

I. INTRODUCTION

Le développement des réseaux routiers en Afrique de l'Ouest nécessite une grande disponibilité de matériaux et de bonne qualité pour les corps de chaussée. En Afrique subtropicale, il existe des matériaux de bonne performance pouvant être utilisés en construction routière, comme des granulats issus de roches magmatiques. Cependant, ils sont insuffisamment ou peu employés car ils nécessitent des lourds moyens coûteux pour l'extraction et le transport. Ainsi, les sols latéritiques, particulièrement présents et exploitables à faible coût, restent le matériau de prédilection des ingénieurs de construction routière.

Ces matériaux issus d'une altération intense des roches sous-jacentes et environnent en conditions tropicales, sont utilisés pour la construction des couches de forme, de fondation, de base et même de remblais. Leurs propriétés géotechniques sont variables car influencées par le climat, la géologie et le degré de latérisation, mais aussi évolutives à cause de leur friabilité plus ou moins forte. Ainsi, le constat est unanime, les infrastructures routières construites avec ces matériaux n'atteignent pas la durée de vie projetée, des dégradations prématurées y sont constatées. Les

conditions d'usage, avec des charges excessives apportées par un trafic inadapté expliquent en grande partie ces dégradations.

Bien que largement étudiés, sur le plan pédologique, géomorphologique, métallogénique et même géotechniques, les sols latéritiques particulièrement diversifiés restent difficiles à identifier. En effet, leur diversification résulte de leurs conditions de formation, car il s'agit d'un matériau résiduel, issu de l'altération de nombreuses roches en place, mais elles peuvent aussi avoir subi des processus sédimentaires complexes (transport, accumulation, compactage, et reprise d'érosion, remaniement…).

Face à ces interrogations, nous listerons les classifications usuellement employées et qui s'avèrent bien complémentaires avant de nous intéresser aux processus de latéritisation et montrer l'importance d'associer des études géologiques aux échelles régionale et locale pour décrire les processus complexes cycliques d'altération et de sédimentation continentale.

II. DEFINITIONS ET REPARTITION DES LATERITES DANS LE MONDE

Plusieurs facteurs participent aux processus de formation des latérites, parmi lesquels le climat et cycles saisonniers et annuels, la végétation, la topographie, le temps géologique et la roche mère.

A. Première description

Bourgeon and Gunnell, (2005) relate que le terme latérite a été introduit pour la première fois pour décrire un matériau recensé sur la côte de Malabar en Inde dans le cadre de l'inventaire des ressources du pays, par un médecin, botaniste écossais F. Buchanam en 1800. Dans ses écrits de voyage de 1807, il présente la latérite du mot latin « later » qui signifie brique, comme étant un dépôt ferrugineux à morphologie vésiculaire, non stratifié et poreux de couleur jaune ocre à rouge en raison de la forte teneur en fer. L'intérieur du matériau, s'il est à l'abri de l'air, est si tendre que tout instrument métallique le coupe. Aussitôt taillé à la forme voulue et au contact avec l'air, la masse devient dure et résiste aux agents météorologiques.

Ce matériau a été utilisé dans des ouvrages anciens comme les temples d'Angkor au Cambodge (XII^{ème} siècle), les monuments dans la province de Kérala en Inde, comme le Temple de Tali (XII^{ème} siècle) et la Mosquée Mishkal au (XIV^{ième} siècle) et la forteresse de Loropéni (IX^{ème} siècle) au Burkina Faso (Lawane Gana, 2014).

B. Généralités et Localisation

De manière unanime, les latérites sont des formations subsuperficielles résultant d'une altération tropicale qui se caractérise par une perte totale des alcalis, plus ou moins de la silice et une concentration en proportions variées d'oxyhydroxydes de fer, d'alumine, parfois de manganèse, en association ou non avec de la kaolinite. Ces matériaux résiduels sont plus ou moins indurés mais peuvent être aussi meubles. Leurs épaisseurs, leurs couleurs, leurs structures, leurs continuités, leurs positions et leurs successions dans les profils sont variées.

Les matériaux latéritiques sont localisés dans les zones à climat chaud avec des pluies abondantes durant toute l'année ou durant une saison humide, entre le tropique du Cancer et le tropique du Capricorne : en Amérique du Sud, au cœur de l'Afrique et aussi en Inde et dans une partie de

l'Asie. Ils représentent un tiers des terres émergées (Legros, 2013). Il en existe de très anciennes traces, identifiées en Europe, mais qui se trouvaient à leur genèse en zone tropicale, mais aujourd'hui déplacées à cause des effets de la tectonique des plaques.
Au Burkina Faso, une carte représentant les potentialités en carrières latéritiques exploitées et non exploitées a été établie par le BUMIGEB en 2004. Elle indique la présence de sols latéritiques dans la quasi-totalité du territoire Burkinabè à l'exception du Nord désertique et de l'extrême Est.

II. LES PRINCIPALES CLASSIFICATIONS

A. Classification pédologique

Au départ, la description Walther (1889) eût un grand succès chez les agronomes, conduisant à une classification en fonction de deux critères que sont les processus pédogénétiques et le degré de latérisation (figure 1). Il donna une définition basée sur un critère morphologique choisi par référence à la couleur rouge qui est comparable à celle des briques. Il proposa ainsi d'étendre la définition à toutes les alluvions et éluvions colorées en rouge, et, en particulier, aux terres rouges tropicales. Depuis ce profil a inspiré des nombreux chercheurs.

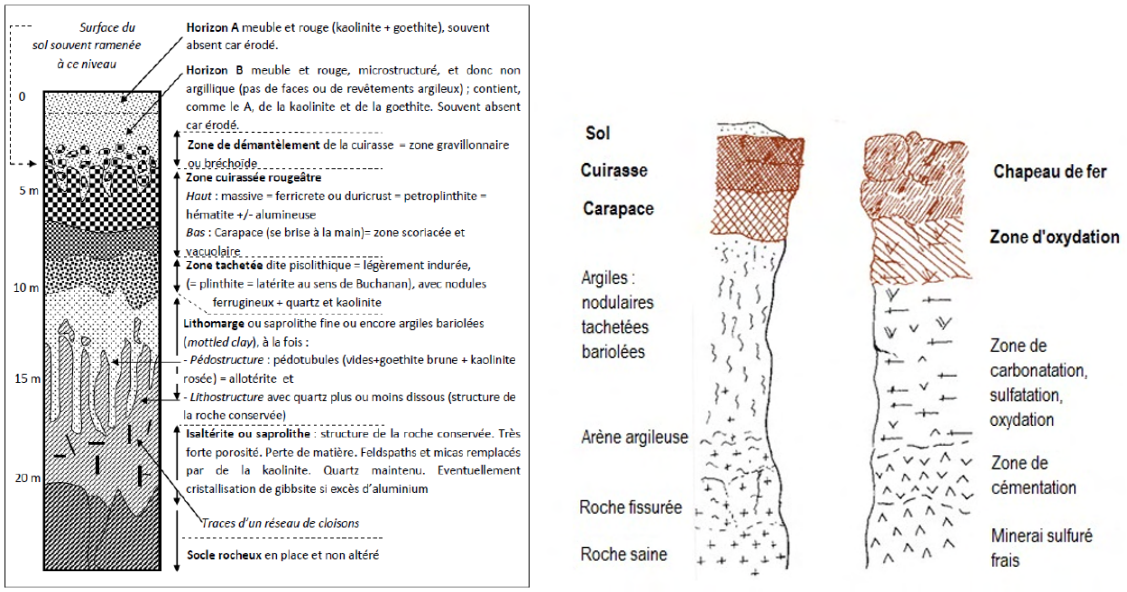


FIGURE 1. (a) Profil type des sols ferrugineux, dit « profil Walther (1915) » (Legros, 2013)
(b)Profils schématiques comparés de l'altération des roches alumino-silicatées en climat tropical (latérites), et l'altération des minéralisations sulfurées (chapeaux de fer) - (Blot, 2004)

Duchaufour (1983) définit ces sols résiduels en trois grands ensembles définis les sols fersialitiques, les sols ferrugineux et les sols ferralitiques suivant une zonation nord sud et indépendamment des facteurs topographiques et de la nature de la roche mère.
Ces cuirasses ferrugineuses ont été pendant longtemps considérées comme des obstacles à l'observation des autres roches riches en fer, par les géologues et prospecteurs. C'est notamment le cas de la bauxite et des roches sulfurées altérées, qui sont très fréquemment ferrifères. Ces

roches subissent pratiquement le même processus de formation et d'évolution. En Afrique tropicale, les cuirasses ferrugineuses et les chapeaux de fer sont tous constitués de roches ferrugineuses supergènes résiduelles où la roche parentale a parfois totalement disparu. C'est grâce aux travaux de Blot (2004) sur les altérations de la zone tropicale que cette ambiguïté a été levée et a permis de préciser les zones propices à la prospection.

B. Classification géochimique

Schellmann, (1981) a proposé une classification basée sur sa composition chimique à partir du diagramme ternaire de SiO_2, Al_2O_3 et Fe_2O_3 (figure 2).

$$\frac{S}{R} = \frac{SiO^2}{Al^2O^3 + Fe_2O^3}$$

$$\frac{S}{R} < 1.33 \; latérites \; vraies \qquad 1.33 < \frac{S}{R} < 2 \; roches \; latéritiques$$

$$2 < \frac{S}{R} \; matériaux \; non \; latéritiques$$

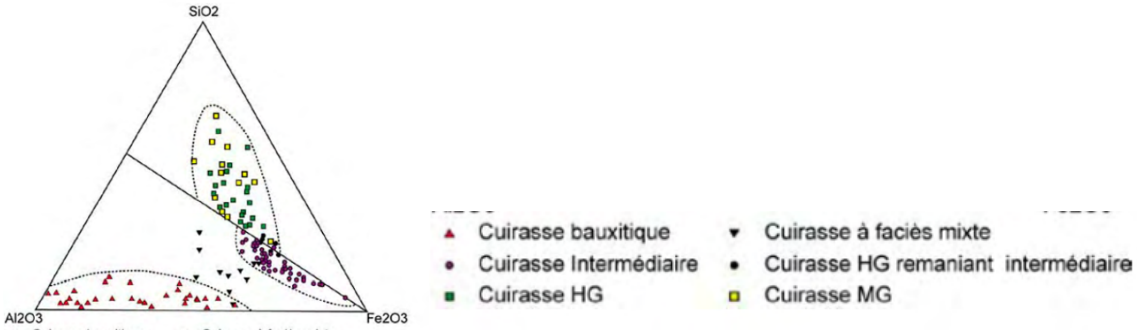


FIGURE 2. Diagramme de Schellmann montrant la composition des cuirasses portées par les différents types de surface d'Afrique de l'Ouest (Boulangé, 1984)

Ce rapport S/R (Eq. 1.1) est encore trop utilisé pour classer les sols latéritiques, bien qu'il ne fasse pas l'unanimité. Bourman et Ollier (2002) ont critiqué cette définition, qui ne prend pas en compte une compréhension détaillée de la géologie, de la stratigraphie et de l'évolution géomorphologique. Malgré des substrats géologiques différents, il y a un consensus sur la composition des latérites, qui se caractérise par des teneurs élevées en sesquioxydes de fer et (ou) d'alumine par rapport aux autres composants et la liste des auteurs internationaux est longues (Bello, 2011).

C. Classifications géotechniques

Les sols latéritiques sont des matériaux très utilisés dans les pays tropicaux pour la construction de barrages, de remblais et de structures routières. Cependant, pour qu'ils puissent être utilisés, il faut qu'ils répondent à certaines spécifications. Plusieurs classifications des matériaux sont utilisées en géotechnique routière suivant les pays.

Le rapport technique des journées africaines de géotechnique, tenues à Yamoussoukro (Côte d'Ivoire) du 3 au 7 octobre 1988, déclare qu'il n'est pas souhaitable de distinguer les latérites et les sols résiduels car les premières font partie intégrante des seconds. Il serait préférable de parler globalement de sols résiduels d'altération pour les sols profonds et superficiels. Il a aussi été

suggéré de limiter l'usage du mot latérite à son emploi comme adjectif dans des expressions sans ambiguïté telles que : Graveleux latéritiques - Argiles latéritiques - Carapace ou cuirasse latéritique

Le matériau le plus utilisé est de loin les graveleux et brèches latéritiques, dont l'emploi selon la qualité va de la couche de forme à la couche de base (Autret, 1980).

Les sols fins latéritiques sont généralement, soit utilisés pour les terrassements, soit mis à la décharge selon des règles tout à fait identiques à celles utilisées pour les travaux de terrassement.

Les blocs et débris de carapace sont rarement utilisés en couche de chaussée, soit parce que cela nécessite une mise en œuvre manuelle et donne des résultats médiocres, soit parce que cela nécessite un broyage mécanique coûteux et peu satisfaisant. Ces derniers sont aussi utilisés comme matériaux de construction de bâtiments (Lawane Gana, 2014).

1) Les classifications usuelles

Il existe plusieurs systèmes de classification des sols dont les plus couramment utilisés pour les sols latéritiques en Afrique subtropicale sont les classifications HRB, USCS et GTR.

Elles se basent toutes sur la granulométrie et les limites d'Atterberg, éventuellement la valeur de bleu ou la teneur en matières organiques. Pour juger de leur employabilité, ce sont les essais routiers CBR, IPI qui sont les effectues et utilisés pour en déduire des paramètres à partir de relations empiriques. Toutefois ces paramètres sont insuffisants

En effet le graveleux latéritiques peuvent présenter une forte friabilité, comparativement aux graviers des alluvions ou issus des carrières de production utilisés dans les pays industrialisés.

2) Le développement de nouvelles classifications prenant en compte la friabilité

En effet ces sols sont friables et leurs propriétés évoluent avec le temps et le niveau de chargement ;

- La classification tropicale MCT (Miniature, Compacted, Tropical classification)

Reconnaissant les difficultés et les lacunes détectées dans l'application des méthodes traditionnelles de classification des sols, Nogami et al., (1989) ont développé la méthodologie MCT basée principalement sur les propriétés mécaniques et hydriques des sols tropicaux compactés. L'intérêt de cette méthode est la prise en compte du phénomène de désagrégation des sols latéritiques en présence d'eau. Ainsi, plusieurs auteurs Fortes et Merighi, (2003) ont pu monter que des sols latéritiques ayant les mêmes classes granulaires selon les classifications HRB, USCS et GTR présentaient des classes différentes lorsque la méthode MCT est utilisée.

- La classification de Rodrigues et al., (2010)

Cette classification prend en compte les caractéristiques pédogénétiques, les paramètres physiques tels que la granulométrie, le VBS la limite de retrait et le comportement mécanique des sols latéritique (Indice CBR, coefficient de dégradabilité (IDR), le coefficient de fragmentabilité (IFR) et l'indice de friabilité (IFS). Ainsi, les auteurs distinguent trois groupes de sols latéritiques, les sols latéritiques grenus (SLG), les sols latéritiques sableux (SLS) et les sols latéritiques fins (SLF) et des sous-groupes. Selon Ndiaye, (2013), La relation entre les classes de sols définies dans la classification et le comportement des couches de chaussées en sols latéritiques est encore hypothétique et doit être confirmée par des observations sur des routes dimensionnées pour des

trafics contrôlés pendant la durée de vie attendue. Cette remarque pertinente mériterait une nouvelle approche sur les méthodes de caractérisation mécaniques des latérites.

- La classification du 2IE

Outre les conditions géologiques muti-échelles de site, cette classification reprend les essais géotechniques usuels en considérant les modifications des matériaux granulaires avant et après essai. Elle complète en réalisant des cycles de chargement-déchargement en conditions pseudo–statiques à partir d'essais triaxiaux à faible confinement effectués par Mbengue et al., (2023) pour suivre l'évolution des modules de déformations en fonction de la faible ou forte friabilité des graveleux latéritiques. Cette voie est prometteuse pour obtenir une valeur d'un module de déformation dépendant du nombre et de l'intensité des cycles à intégrer dans le code Alizé que celui établi avec la relation empirique du CBR pour dimensionner les chaussées et se poursuit activement au LEMHaD.

III. LES PROCESSUS ELEMENTAIRES ET A DIFFERENTES ECHELLES

A la lecture de nombreux articles, il semble que l'absence d'une terminologie universellement acceptée pose un problème, il nous semble important également de mettre en avant plus le processus de latéritisation et de distinguer les différents matériaux issus de cette altération. Deux théories se sont développées pour interpréter la genèse, la chronologie et l'évolution des formations latéritiques et pourtant doit on les considérer opposées ou complémentaires (figure 3) ? D'abord, les interprétations de type allochtoniste ont longtemps prévalu. Cette théorie est basée sur des observations et études menées à l'échelle des paysages. Pour ceux qui soutiennent cette théorie, les latérites peuvent dans de nombreux cas être interprétées comme résultant de la transformation de matériaux importés mécaniquement sur les roches du substratum. Par la suite, des théories autochtonistes qui recherchent à établir une relation entre les latérites et les roches-mères ont connu un grand succès. C'est ce qui est appelé la lithodépendance.

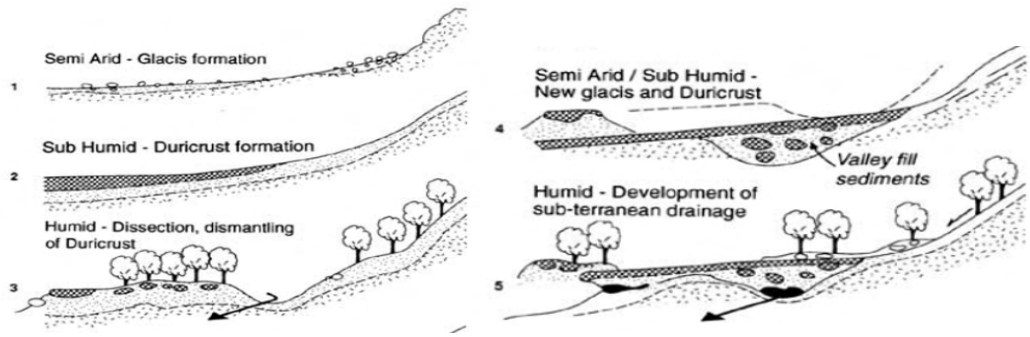


FIGURE 3. Coupe schématique de l'évolution d'un paysage en Sierra Léone montrant le développement puis le cuirassement de trois générations de glacis dans la région de Koidu, au sud des monts de Loma (Thomas and Thorp, 1994).

Face aux nombreuses controverses, il semble que ces deux approches peuvent en réalité se compléter si on considère les cycles climatiques et les conséquences sur la géomorphologie des

paysages et ainsi les processus de formation deviennent particulièrement complexes (Bourman et Ollier (2002)). Ainsi, Hassaballah et al., (2020) ont proposé de dissocier les cuirasses d'altération et les cuirasses d'accumulation. Cette distinction s'apparente à celles proposées antérieurement qui permet de distinguer les formations allochtones, représentées par des sédiments, colluvions…et autochtones avec des altérites formées in situ (structures héritées de la roche mère).

- Les cuirasses d'altération se forment à la suite d'une disparition de la végétation, qui fait chuter l'humidité et provoque le durcissement. Elles sont en lien avec la roche mère. (type Walther)
- Les cuirasses d'accumulation résultent du processus d'inversion de relief décrit par différents auteurs. L'érosion et le transport latéral provoque l'accumulation des sesquioxydes dans les zones basses et marécageuses. Si le niveau de base continue à s'abaisser, ces accumulations devenant exondées vont s'indurer.

En complément, les reconstitutions paléogéographiques à l'échelle régionale contribuent à éclairer sur l'origine des matériaux rencontrés et expliquer leur complexité. Elles nous indiquent que l'Afrique de l'Ouest est restée dans la zone tropicale depuis 140 Ma (soit depuis le Crétacé inférieur). L'Afrique de l'Ouest est une sous-région considérée comme stable pendant le Cénozoïque (66 Ma). Le maintien de l'Afrique de l'Ouest en zone intertropicale a permis le développement de surfaces latéritiques plus ou moins puissantes issues de l'altération lors de périodes climatiques différentiées avec l'alternance de conditions humides/arides.

Après plus de vingt ans d'observations au Sénégal, en Mauritanie, en Guinée et au Mali, Beauvais et al., (2008) remarque des similitudes systématiques entre les formes du paysage ouest africaines ainsi que leur position relative dans le paysage et les matériaux d'altération qu'elles portent. Il propose une séquence morpho-climatique avec cinq périodes de cuirassement, qui permet de mieux comprendre la diversité des latérites.

La première bauxitique, analogue à la surface Africaine décrite par (King, 1950) est identifiée sur l'ensemble du continent et résulte de l'altération intense durant la période paléocène-éocène. La cuirasse bauxitique, issue de l'altération la plus avancée, est très riche en aluminium et pauvre en silice avec une quantité de fer variable.

La Surface intermédiaire, qui est essentiellement ferrugineuses, car associée à une forte altération et moins un démantèlement mécanique de la surface initiale. Elle apparait génétiquement et géo morphologiquement liée à la bauxite au niveau de son profil d'altération et de sa cuirasse, sur les terrains précambrien en particulier (Boulangé, 1984; Grandin, 1976). La cuirasse intermédiaire est riche en fer et pauvre en silice et aluminium. En effet, on trouve la cuirasse intermédiaire autour des massifs bauxitiques à des altitudes plus basses (Beauvais et al., 2008).

Les autres surfaces **(les trois surfaces de glacis)** sont essentiellement ferrugineuses. Elles marquent la dissection de la surface par le réseau hydrographique. Les cuirasses de Moyen et Haut glacis sont difficiles à distinguer géo chimiquement : elles sont pauvres en aluminium et contiennent autant de fer que de silice.

Les travaux récents proposés par (Grimaud, 2014) où le couplage entre les âges et l'altitude des différentes cuirasses permettront d'obtenir des taux d'érosion et de latéritisation (figure 4).

Ainsi, on peut considérer que dans la zone intertropicale, les matériaux géologiques, créant des reliefs soumis aux agents atmosphériques, fournissent des altérites (héritées des roches mères) puis, sont transformées (changement de structure, minéralogique) en s'enrichissant en oxydes de fer sous les effets des lessivages. Des latérites primaires se développent et sont définies par un profil type, reposant sur une roche mère. Mais ces formations subissent au cours des temps des transformations naturelles liées aux cycles géologiques, millénaires, saisonniers et annuels des agents atmosphériques. Elles sont vulnérables au ruissellement et au vent. Des transferts de matières se produisent et s'accumulent sur les pentes dans des bas-fonds. Suivant les régimes météoriques, alternativement humides et arides, ces horizons, sableux et meubles, riches en fer peuvent s'indurer. Le transport et l'accumulation sur des substrats autres n'empêchent pas par lessivage vertical l'altération en profondeur de la roche en place.

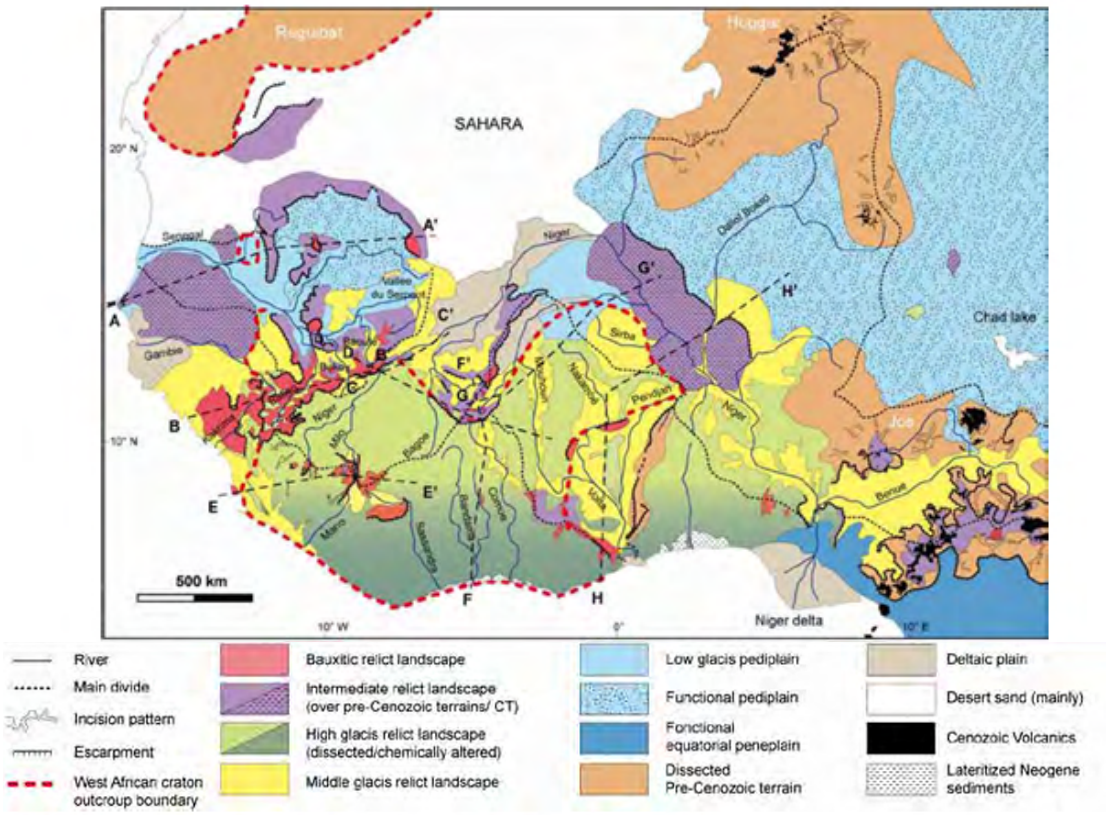


FIGURE 4. **Carte géomorphologique des provinces latéritiques d'Afrique de l'Ouest (Grimaud, 2014)**

Avec un nouveau cycle climatique, il a été observé des incisions dans les horizons meubles, pouvant inverser les reliefs et ainsi recommencer. Ces phénomènes conduisent à la diminution des dénivelées et l'aplanissement généralisé. La formation de nouvelles carapaces se développent et peuvent se superposer dans oublier que substratum (roche mère) peut lui aussi subir des effets d'altération en place durant cette même période

Ainsi la prise en compte à l'échelle régionale avec une cartographie des formations superficielles permet de mieux expliquer le contexte géologique des matériaux latéritiques, que la seule carte

géologique des roches mères. Au-delà des phénomènes régionaux, il n'est pas inconcevable de voir apparaitre en fonction des reliefs, encore le développement de profils latéritiques comme ceux décrit par Walter, mais aussi des cycles successifs de latéritisation.

A ces considérations, il faut également prendre en compte les perturbations récentes liées aux activités humaines (agriculture, construction de routes, terrassement, exploitation des ressources) où ces matériaux sont utilisés en remblai. Sur le site de Kamboinsé (figure 5), suite à la disparition de cette table latéritique, que va-t-il se passer sur le substrat mis à nu ? L'altération météorique va reprendre et un profil primaire pourra-t-il se développer. Il serait intéressant de cerner la durée d'un cycle de latéritisation en fonction des conditions climatiques. L'approche géomorphologique développée par les scientifiques est un apport important pour les géotechniciens, nos échelles de temps d'étude sont complètement différentes mais on ne peut pas faire de la géotechnique sans faire de la géologie. Les études menées sur le site de Dano, sur le site de Koubri, sur le site de Kamboinsé illustrent bien des scenarii complexes (Lawane Gana, 2014; Mbengue, 2023).



FIGURE 5. Evolution de la carrière de Kamboinsé de 2009, 2019 et 2022 (Mbengue, 2023)

IV. CONCLUSIONS

Malgré un grand nombre d'études consacrées aux formations latéritiques, les processus de développement et d'évolution de ces sols demeurent un sujet à controverse. La cartographie proposée par (Grimaud, 2014) sur les formations superficielles apporte un éclairage du développement des sols tropicaux en Afrique de l'Ouest, et complémentaires aux cartes géologiques utilisées par les géotechniciens.

La majeure partie des études géotechniques sur les sols latéritiques portent sur leur caractérisation physique, leur classification pédogénétique, quelques fois sur leur composition minéralogiques et rarement leur environnement géologique. Dans ces études géotechniques, les essais d'identification et les essais routiers sont largement utilisés conduisant à l'élaboration de relation empiriques, souvent remises en cause d'une étude à l'autre à cause de la diversité des matériaux latéritiques. L'absence de considérations géologiques et morphologiques détaillées est notable dans les études géotechniques et seules des grandes généralités sont trop souvent rappelées.

La classification 2IE, (Lawane Gana, 2014; Mbengue, 2023) propose d'intégrer dans les études de site des considérations géologiques des formations superficielles à grande échelle, tout en acceptant que les unités géologiques peuvent présenter des spécificités locales car les mécanismes

de latéritisation sont complexes et associent les trois processus du cycle altération – érosion – sédimentation continentale. Par ailleurs, sur le plan de la caractérisation géotechnique, la classification proposée intégrera la définition des paramètres à la fois à la friabilité plus ou moins forte des agrégats de latérite mais aussi le comportement cyclique (charge - décharge pseudo-statique à dynamique (charge–décharge en fonction du temps) à l'aide d'un dispositif triaxial en développement au LEMHaD. Il ne faut pas omettre l'importance également de poursuivre les analyses minéralogiques fines, voir aussi la datation des matériaux latéritiques. La remarque de (Ndiaye, 2013), qui milite sur l'importance des observations in situ sur des routes dimensionnées pour des trafics contrôlés pendant la durée de vie attendue, est elle aussi à développer pour garantir une durée de vie au patrimoine routier.

REFERENCES

Autret, P., 1980. Contribution à l'étude des graveleux latéritiques traités au ciment. Thèse présentée à l'ENPC pour obtenir le diplôme de docteur ingénieur en génie civil.

Beauvais, A., Ruffet, G., Hénocque, O., Colin, F., 2008. Chemical and physical erosion rhythms of the West African Cenozoic morphogenesis: the 39Ar-40Ar dating of supergene K-Mn oxides. Journal of Geophysical Research: Earth Surface 113.

Bello, A., 2011. Influence of compaction delay on CBR and UCS of cement stabilized lateritic soil. The Pacific Journal of Science and Technology 12, 87–96.

Blot, A., 2004. Caractérisation des chapeaux de fer en milieu latéritique cuirassé. Comptes rendus geoscience 336, 1473–1480.

Boulangé, B., 1984. Les formations bauxitiques latéritiques de Côte d'Ivoire : Les facies, leur transformation, leur distribution et l'évolution du modelé. Travaux et Documents de l'ORSTOM.

Bourgeon, G., Gunnell, Y., 2005. La latérite de Buchanan. Étude et gestion des sols 12, 87–100.

Bourman RP and Ollier CD, 2002. Discussion of" A critique of the Schellmann definition and classification of laterite"by (Catena 47, 117-131).

Duchaufour, P., 1983. Pédogenèse et classification, 2e éd. rev. Pédologie. Masson, Paris ; New York.

Fortes, R.M., Merighi, J.V., 2003. The use of MCT methodology for rapid classification of tropical soils in Brazil. IJP–International Journal of Pavements 2, 1–13.

Grimaud, J.-L., 2014. Dynamique long-terme de l'érosion en contexte cratonique : l'Afrique de l'Ouest depuis l'Eocène (PhD Thesis). Université Paul Sabatier-Toulouse III.

Hassaballah, S., Rodoumta, K., Pantet, A., 2020. Importance des conditions de formation des latérites pour leur utilisation en construction routière dans le sud tchadien. Academic Journal of Civil Engineering 84-87 Pages. https://doi.org/10.26168/AJCE.37.1.17

Lawane Gana, A., 2014. Caractèrisation des matériaux latéritiques indurés pour une meilleure utilisation dans l'habitat en Afrique (PhD Thesis). Le Havre.

Legros, J.-P., 2013. Latérites et autres sols des régions intertropicales, in: Académie Des Sciences et Lettres de Montpellier Conf. N 4252, Séance Académique Du 09/12/2013. Bull. N. pp. 369–382.

Mbengue, M.T.M., 2023. Caractérisation géo-mécanique des sols bruts et traités pour une meilleure utilisation en construction routière : cas des emprunts de Saaba et de Kamboinsé au Burkina Faso (Theses). Normandie Université ; Institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement.

Ndiaye, M., 2013. Contribution à l'étude de sols latéritiques du Sénégal et du Brésil (PhD Thesis). PhD thesis, Université Cheikh Anta Diop DE Dakar, Dakar, 163p.

Nogami, J., Cozzolino, V., Villibor, D., 1989. Meaning of coefficients and index of MCT soil classification for tropical soils, in: Congrès International de Mécanique Des Sols et Des Travaux de Fondations. 12. pp. 547–550.

Thomas, M.F., Thorp, M.B., 1994. Geomorphology in the tropics: a study of weathering and denudation in low latitudes. John Wiley & Sons.

Wather, J., 1889. Bericht Über die Resultate einer Reisenache Ostindien in Winter. Verh. Gesellsch. Erdk 318–328.

Caractérisation acoustique d'un trou circulaire le long de l'axe d'un cylindre doublement poreux

ABSTRACT: La caractérisation de l'érosion interne des milieux à double porosité saturés par un fluide tels que les sols est un sujet important dans le génie civil. Faisant suite à la saturation, l'écoulement du fluide engendre par endroits des fissures ou cavités de forme cylindrique dont la longueur peut atteindre, avec la répétition du phénomène, plusieurs dizaines de centimètres voire plusieurs mètres. La détection de ces défauts peut être menée à l'aide de méthodes non destructives permettant l'inspection à distance. Un modèle simple réalisable en laboratoire de caractérisation par ondes acoustiques de l'agrandissement du diamètre d'une cavité cylindrique est proposé. On considère un cylindre de longueur L dont le diamètre extérieur a est beaucoup plus grand que celui b du trou pratiqué le long de son axe ($b << a << L$). Le diamètre b lui-même est supposé grand devant la taille caractéristique $2r$ des grains formant le milieu à double porosité ($2r << b$). Les simulations numériques des coefficients de diffusion acoustique, dans le cas d'une onde plane incidente normalement à l'axe du cylindre, montrent que ceux-ci sont très sensibles à la variation du diamètre interne b.

Keywords: Modélisation de matériaux poreux, Transmission d'ondes dans les milieux poreux, Caractérisation acoustique.

Modalité de présentation : Poster

I. INTRODUCTION

La diffusion d'une onde acoustique plane par une structure immergée dans un fluide, telle que par exemple un cylindre circulaire plein (mou, rigide ou élastique) [1] ou un cylindrique creux élastique [2] a été étudiée dans le passé. Lorsque le matériau constituant le cylindre creux est plus complexe - milieu à double porosité (MDP) saturé par un fluide - on ne trouve pas de publications sur le sujet. Cependant, ce cas revêt un intérêt évident, car il pourrait aider à comprendre certains phénomènes d'érosion provoqués par les écoulements de fluides, tels que la naissance puis l'agrandissement progressif de fissures ou de cavités circulaires. Le travail préliminaire présenté ici a donc pour objectif d'étudier quelques aspects de la diffusion d'une onde plane acoustique par un cylindre creux doublement poreux (rayons externe a et interne b) (Fig. 1). En particulier, la fonction de forme, qui est proportionnelle à la pression acoustique diffusée, dépend principalement de trois variables : le rapport a/b, la fréquence réduite $k_0 a$ (k_0 nombre d'onde dans le fluide) et l'angle azimuthal θ. Le calcul de la fonction de forme via une décomposition en série modale nécessite la connaissance préalable des coefficients de diffusion du cylindre creux. Afin de mettre en évidence le rôle joué par le rapport a/b, nous illustrons les premiers coefficients de diffusion de la fonction de forme, en utilisant comme MDP le grès de Berea et comme fluide saturant l'eau.

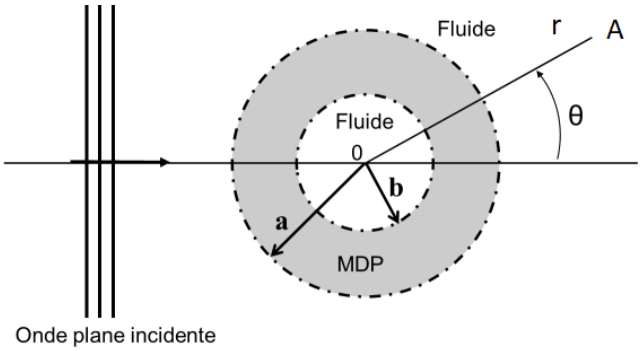


FIGURE 1. **Géométrie de la diffusion d'une onde acoustique par un cylindre creux constitué d'un matériau à double porosité MDP saturé et immergé dans le même fluide.**

Il est établi que le grès de Berea est un matériau obéissant à la théorie de Berryman et Wang [3]-[7] : il possède les propriétés mécaniques et physiques listées dans le Tableau 1 ; la taille des micropores (dans la matrice) et des macropores (les fractures) n'apparaît pas de façon explicite mais la donnée de deux porosités distinctes, de deux perméabilités distinctes et de deux tortuosités distinctes (l'une à l'échelle microscopique l'autre à l'échelle macroscopique, les phénomènes de couplage étant négligés) en tient implicitement compte. Dans un matériau obéissant à la théorie de Berryman et Wang, il se propage trois ondes longitudinales (ou de compression P1, P2, P3) et une onde transversale (ou de cisaillement S), toutes dispersives et atténuées, de nombres d'ondes complexes k_j ($j = 1, 2, 3, t$), soit k_1, k_2, k_3 et k_t respectivement.

TABLEAU 1. **Propriétés du grès de Berea (Berryman et Wang. 2000).**

Paramètre	Variable (unité)	Valeur
Densité du matériau formant les grains	ρ_s (kg/m^3)	2600
Module d'incompressibilité des grains de l'ensemble	K_s (GPa)	39
Module d'incompressibilité des grains de la phase matricielle (phase 1)	$K_s^{(1)}$ (GPa)	38,306
Porosité totale	ϕ	0,1926
Porosité matricielle (microporosité)	$\phi^{(1)}$	0,178
Porosité des fractures (macroporosité)	$\phi^{(2)}$	1
Perméabilité matricielle (de la phase 1)	$k^{(11)}$ (m^2)	10^{-16}
Perméabilité des fractures (de la phase 2)	$k^{(22)}$ (m^2)	10^{-12}
Fraction de volume occupée par la matrice	$v^{(1)}$	0,9822
Fraction de volume occupée par les fractures	$v^{(2)}$	0,0178
Paramètre du Biot-Willis de l'ensemble	α	0,8462
Paramètre du Biot-Willis de la matrice	$\alpha^{(1)}$	0,7389
Paramètre du Biot-Willis des fractures	$\alpha^{(2)}$	1
Tortuosité globale	a	2,9460
Tortuosité matricielle	$a^{(1)}$	3,3090
Tortuosité des fractures	$a^{(2)}$	1
Module d'incompressibilité du squelette non drainé	K_u (GPa)	15,2
Module d'incompressibilité du squelette sec de la matrice	K_1 (GPa)	10
Module d'incompressibilité du squelette sec des fractures	K_2 (GPa)	0,08
Module d'incompressibilité du squelette sec	K (GPa)	6
Module de cisaillement du squelette sec	μ (GPa)	5,478

II. DESCRIPTION DU PROBLEME

Dans les calculs, l'onde incidente est plane et non limitée spatialement. Elle atteint tous les points du cylindre situés du côté de l'émetteur. Le cylindre est supposé immergé dans un fluide d'extension illimitée. Nous ne considérons que l'insonation perpendiculaire à l'axe (Fig. 1). Lorsque l'onde plane rencontre le cylindre (MDP), elle est convertie en trois ondes longitudinales et en une onde transversale. A la sortie du domaine occupé par le MDP, que ce soit en direction du fluide situé dans la cavité ou du fluide externe, ces quatre ondes sont converties à leur tour en une seule onde longitudinale.

Afin de déterminer le coefficient de diffusion du cylindre creux à double porosité, on applique les conditions aux limites de pores ouverts exprimant l'écoulement libre du fluide de part et d'autre des interfaces externe ($r = a$) et interne ($r = b$). Par exemple les exposants (1) et (2) se référant aux micropores et aux macropores respectivement, elles sont données à l'interface $r = a$ par

$$\begin{aligned} &u_{0r} = u_r + w_r^{(1)} + w_r^{(2)} \text{ (conservation du débit),} \\ &P_0 = P^{(1)} \text{ (continuité de la pression dans les micropores),} \\ &P_0 = P^{(2)} \text{ (continuité de la pression dans les macropores),} \\ &-P_0 = \sigma_{rr} \text{ (continuité de la contrainte normale),} \\ &0 = \sigma_{r\theta} \text{ (continuité de la contrainte tangentielle).} \end{aligned} \tag{1}$$

Ces équations s'appliquent également à l'interface $r = b$ (il faut cependant remplacer u_{0r} et P_0 par $u_{0r}^{'}$ et $P_0^{'}$ car le potential des déplacements n'est pas le même à l'extérieur et à l'intérieur). Compte tenu de la géométrie du problème, les déplacements radiaux u_{0r} (dans le fluide externe), $u_{0r}^{'}$ (dans le fluide interne), u_r (du squelette), $w_r^{(1)}$ (du fluide dans les micropores), $w_r^{(2)}$ (du fluide dans les macropores), les pressions P_0 (dans le fluide externe, superposition des ondes incidente et diffusée), $P_0^{'}$(dans le fluide interne), $P^{(1)}$(dans les micropores), $P^{(2)}$(dans les macropores) ainsi que les composantes du tenseur des contraintes σ_{rr} et $\sigma_{r\theta}$ (du milieu à double porosité) peuvent s'écrire sous forme de séries de modes normaux de vibration (i.e. sont de la forme$\sum_{n=0}^{\infty} g_n(x, r, \theta)$, les $g_n$définissant les modes normaux). Les 10 conditions aux limites fournissent, pour chaque mode de vibration n, un système linéaire $a_{n,ij}x_{n,j} = s_{n,i}$ de 10 équations à 10 inconnues (les amplitudes des ondes réfléchies et réfractées aux interfaces), permettant de calculer à l'aide de la règle de Cramer, le coefficient $\mathcal{T}_n$ de diffusion du cylindre creux à double porosité, cf. Annexe. Si l'on désigne par $\mathcal{P}_0$ l'amplitude de l'onde plane incidente, la pression diffusée au point d'observation A situé à la distance r grande devant le diamètre du cylindre peut s'écrire

$$p_{diff} \simeq (\mathcal{P}_0 e - i\omega t) \sum_{n=0}^{\infty} \sqrt{\frac{2}{i\pi k_0 r}}\, e^{ik_0 r} \epsilon_n \mathcal{T}_n cosn\theta. \tag{2}$$

Le carré du module de cette expression (2) permet de définir l'indice de réflectivité $R = \frac{a}{2r}|F_\infty|^2$ où

$$F_\infty = \frac{2}{\sqrt{\pi x_0}} \sum_{n=0}^{\infty} \epsilon_n \mathcal{T}_n cosn\theta \tag{3}$$

est la fonction de forme en champ lointain ($\epsilon_n = 1$ si $n = 0$, $\epsilon_n = 2$ si $n > 0$). Dans la suite, nous étudions numériquement le comportement des quantités $\mathcal{T}_n$ pour les premiers modes ($n = 0, 1, 2$) ainsi que leur dépendance au rapport b/a.

III. Résultats numériques

Les données pour le fluide (eau) et le milieu à double porosité (grès de Berea) sont fournies dans le Tableau 1 (voir aussi la Ref [8]). Le domaine fréquentiel d'étude va de 0 à 50 kHz (ce qui correspond à des longueurs d'ondes $\lambda = \frac{c_0}{f}$ dans l'eau comprises entre 0,0296 m et l'infini).

Le comportement des vitesses de phase $c_j = \omega/Re(k_j)$ et des atténuations $\alpha_j = Im(k_j)/Re(k_j)$ $(j = 1, 2, 3, t)$ en fonction de la fréquence est illustré à la Figure 2. On peut constater que seules les vitesses des ondes P1 et S sont supérieures à celle c_0 du fluide environnant et saturant le cylindre. Les indices de réfraction $n_1 = \frac{c_0}{c_1}$ et $n_t = \frac{c_0}{c_t}$ étant plus grands que 1, le cylindre se comporte, vis-à-vis de ces ondes P1 et S comme une lentille divergente. Autrement dit, ce sont celles qui vont contribuer majoritairement à la pression diffusée. On peut remarquer également que les ondes P2 et P3 (de vitesses inférieures à celle de l'eau, donc les plus lentes) ont des atténuations de l'ordre de 10 et de l'ordre de 10^5, respectivement (contre 10^{-3} pour les ondes P1 et S). Elles se propagent par conséquent sur de très courtes distances, et bien qu'ayant été générées par le "phénomène de conversion d'ondes" – on le rappelle, une onde plane incidente donne naissance à la traversée de l'interface $r = a$ aux ondes P1, P2, P3 et S - ne contribueront que très faiblement au signal émis si le cylindre est épais (b/a proche de 0).

La Figure 3 illustre le comportement en fonction de la fréquence des coefficients de diffusion du cylindre creux pour les 3 premiers modes. Nous avons considéré pour chacun des modes trois valeurs du rapport $b/a = \{0; 0{,}1; 0{,}4\}$. On observe, dans le domaine fréquentiel retenu, l'effet spectaculaire du changement du rayon interne sur les coefficients de diffusion. Le rayon externe a est maintenu constant et égal à $0{,}01$m tandis que le rayon interne prend successivement les valeurs 0m (courbe en continu), $0{,}002$m (courbe en tireté) et $0{,}004$m (courbe en pointillé). Pour un rapport b/a fixé, les contributions de ces différents coefficients de diffusion se superposeront dans la fonction de forme, Eq. (3). Lorsque le numéro du mode augmente, on constate que dans le domaine fréquentiel d'étude les aspérités dans les courbes se décalent vers la droite : très peu de modes suffisent pour caractériser la fonction de forme de la diffusion en basse fréquence.

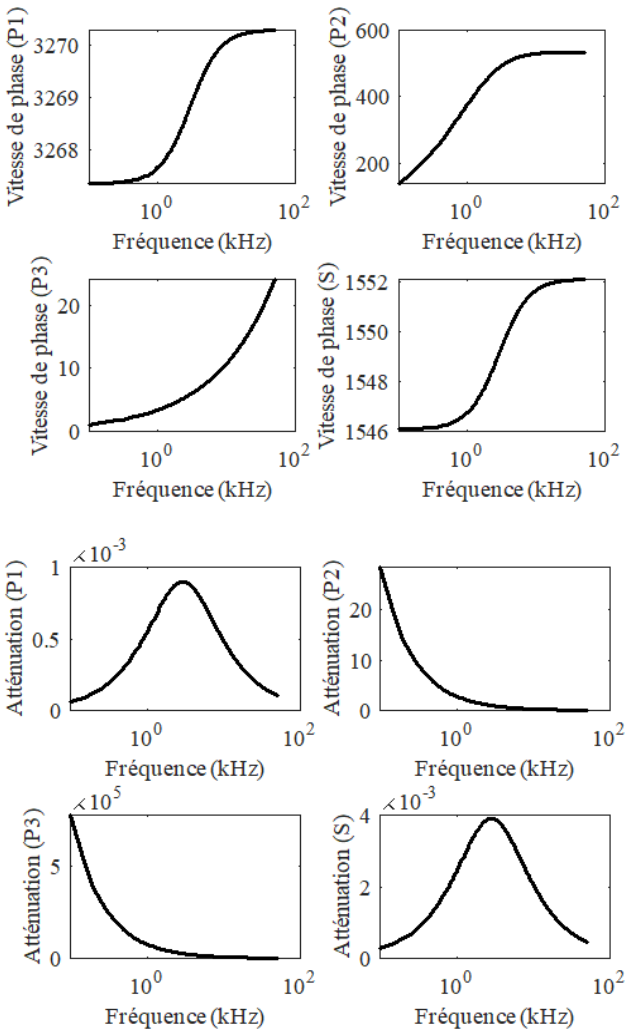


FIGURE 2. **Vitesses et atténuations des ondes dans le grès de Berea saturé par l'eau**

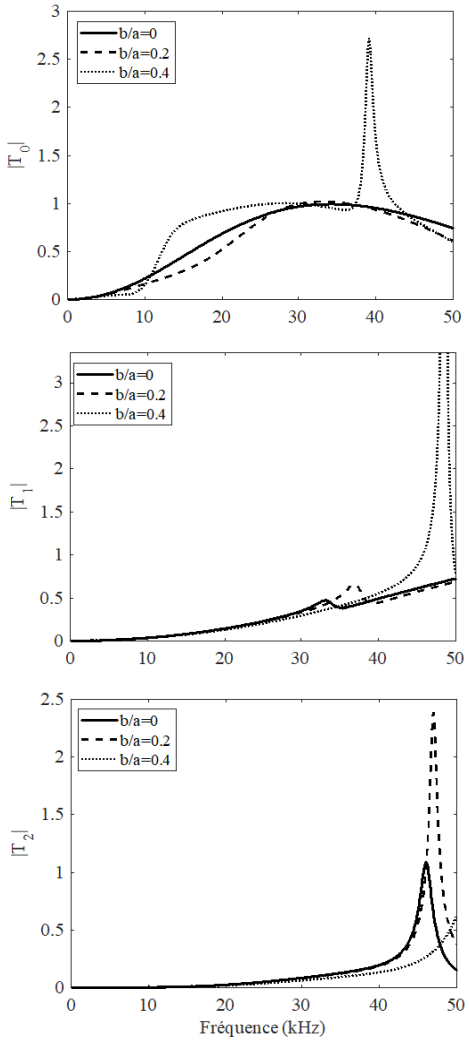


FIGURE 3. **Modules des coefficients de diffusion des modes d'ordre n=0, 1 et 2 en fonction de la fréquence pour un cylindre creux en grès de Berea (cf. [8]) saturé et immergé dans l'eau. Noter la grande sensibilité de ces coefficients à la variation du rapport b/a, et le décalage progressif vers la droite des pics. Dans le domaine fréquentiel examiné (basses fréquences), les modes d'ordre supérieur à n=2 contribueront marginalement à la fonction de forme en champ lointain. Dans le cas de la rétrodiffusion ($\theta = \pi$) par exemple, on a $|F_\infty| = \frac{2}{\sqrt{\pi x_0}}|\mathcal{T}_0 - 2\mathcal{T}_1 + 2\mathcal{T}_2|$ et il est clair que cette grandeur change avec b/a, fournissant ainsi un moyen de détection.**

IV. CONCLUSION

L'étude présentée ci-dessus, montre que les coefficients de diffusion sont sensibles au changement du rayon interne du cylindre. Par suite, la mesure de la pression diffusée par le cylindre creux qui est une superposition de ces coefficients devrait permettre, dans le domaine fréquentiel retenu ici, la détection des modifications du rayon interne. Pour des raisons pratiques liées aux futures expériences en laboratoire sur des milieux granulaires (montages permettant l'application d'un gradient de pression entre les sections terminales),

le cylindre à double porosité sera lui-même contenu dans un tube circulaire très fin en PVC (afin de conserver la sensibilité des coefficients de diffusion à la variation du rayon interne). La présence de cette dernière structure aura pour conséquence, non seulement de modifier les conditions de passage à l'interface $r = a$, mais aussi de prendre en compte des conditions de passage à l'interface fluide/PVC. La conséquence en est l'augmentation de la taille du système linéaire à résoudre en vue de déterminer les coefficients de diffusion.

V. ANNEXE

Coefficients de diffusion

L'application des conditions aux limites conduit à :

$$\mathcal{T}_n = \frac{D_n^{[1]}}{D_n}, \tag{C.1}$$

où $\hat{D}_n$ est le déterminant de la matrice $\| a_{n,ij} \|$ de taille 10×10 dont les élements sont les suivants :

$$a_{n,1,1} = -x_0 H_n^{(1)\prime}(x_0), \tag{C.2}$$

$$a_{n,1,2} = G_1 x_1 J_n^{'}(x_1), \quad a_{n,1,3} = G_2 x_2 J_n^{'}(x_2), \quad a_{n,1,4} = G_3 x_3 J_n^{'}(x_3), \tag{C.3}$$

$$a_{n,1,5} = G_1 x_1 N_n^{'}(x_1), \quad a_{n,1,6} = G_2 x_2 N_n^{'}(x_2), \quad a_{n,1,7} = G_3 x_3 N_n^{'}(x_3), \tag{C.4}$$

$$a_{n,1,8} = G_t x_t J_n(x_t), \quad a_{n,1,9} = G_t x_t N_n(x_t), \quad a_{n,1,10} = 0, \tag{C.5}$$

=====

$$a_{n,21} = -H_n^{(1)}(x_0), \tag{C.6}$$

$$a_{n,2,2} = \frac{\rho_{f1}^{(1)}}{\rho_0} J_n(x_1), \quad a_{n,2,3} = \frac{\rho_{f2}^{(1)}}{\rho_0} J_n(x_2), \quad a_{n,2,4} = \frac{\rho_{f3}^{(1)}}{\rho_0} J_n(x_3), \tag{C.7}$$

$$a_{n,2,5} = \frac{\rho_{f1}^{(1)}}{\rho_0} N_n(x_1), \quad a_{n,2,6} = \frac{\rho_{f2}^{(1)}}{\rho_0} N_n(x_2), \quad a_{n,2,7} = \frac{\rho_{f3}^{(1)}}{\rho_0} N_n(x_3), \tag{C.8}$$

$$a_{n,2,8} = 0, \quad a_{n,2,9} = 0, \quad a_{n,2,10} = 0, \tag{C.9}$$

=====

$$a_{n,3,1} = -H_n^{(1)}(x_0), \tag{C.10}$$

$$a_{n,3,2} = \frac{\rho_{f1}^{(2)}}{\rho_0} J_n(x_1), \quad a_{n,3,3} = \frac{\rho_{f2}^{(2)}}{\rho_0} J_n(x_2), \quad a_{n,3,4} = \frac{\rho_{f3}^{(2)}}{\rho_0} J_n(x_3), \tag{C.11}$$

$$a_{n,3,5} = \frac{\rho_{f1}^{(2)}}{\rho_0} N_n(x_1), \quad a_{n,3,6} = \frac{\rho_{f2}^{(2)}}{\rho_0} N_n(x_2), \quad a_{n,3,7} = \frac{\rho_{f3}^{(2)}}{\rho_0} N_n(x_3), \tag{C.12}$$

$$a_{n,3,8} = 0, \quad a_{n,3,9} = 0, \quad a_{n,3,10} = 0, \tag{C.13}$$

=====

$$a_{n,4,1} = -\frac{\rho_0}{\rho_t} x_t^2 H_n^{(1)}(x_0), \quad a_{n,4,10} = 0, \tag{C.14}$$

$$a_{n,4,j+1} = R_j(x_t) J_n(x_j) + 2 x_j J_n^{'}(x_j), \qquad (j = 1,2,3) \tag{C.15}$$

$$a_{n,4,j+4} = R_j(x_t)N_n(x_j) + 2x_jN_n^{'}(x_j), \qquad (j = 1,2,3) \tag{C.16}$$

$$a_{n,4,8} = -2n\left[x_tJ_n^{'}(x_t) - J_n(x_t)\right], \quad a_{n,4,9} = -2n\left[x_tN_n^{'}(x_t) - N_n(x_t)\right], \tag{C.17}$$

=====

$$a_{n,5,1} = 0, \quad a_{n,5,2} = 2n\left[x_1J_n^{'}(x_1) - J_n(x_1)\right], \tag{C.18}$$

$$a_{n,5,3} = 2n\left[x_2J_n^{'}(x_2) - J_n(x_2)\right], \; a_{n,5,4} = 2n\left[x_3J_n^{'}(x_3) - J_n(x_3)\right], \tag{C.19}$$

$$a_{n,5,5} = 2n\left[x_1N_n^{'}(x_1) - N_n(x_1)\right], a_{n,5,6} = 2n\left[x_2N_n^{'}(x_2) - N_n(x_2)\right] \tag{C.20}$$

$$a_{n,5,7} = 2n[x_3N_n^{'}(x_3) - N_n(x_3)], \; a_{n,5,8} = [2n^2 - x_t^2]J_n(x_t) - 2x_tJ_n^{'}(x_t), \tag{C.21}$$

$$a_{n,5,9} = [2n^2 - x_t^2]N_n(x_t) - 2x_tN_n^{'}(x_t), \; a_{n,5,10} = 0 \tag{C.22}$$

=====

$$a_{n,6,1} = 0, \tag{C.23}$$

$$a_{n,6,2} = G_1y_1J_n^{'}(y_1), \quad a_{n,6,3} = G_2y_2J_n^{'}(x_2), \quad a_{n,6,4} = G_3y_3J_n^{'}(y_3), \tag{C.24}$$

$$a_{n,6,5} = G_1y_1N_n^{'}(y_1), \quad a_{n,6,6} = G_2y_2N_n^{'}(y_2), \quad a_{n,6,7} = G_3y_3N_n^{'}(y_3), \tag{C.25}$$

$$a_{n,6,8} = G_ty_tJ_n(y_t), \quad a_{n,6,9} = G_ty_tN_n(y_t), \quad a_{n,6,10} = -y_0J_n^{'}(y_0), \tag{C.26}$$

=====

$$a_{n,7,1} = 0, \quad a_{n,7,2} = \frac{\rho_{f1}^{(1)}}{\rho_0}J_n(y_1), \quad a_{n,7,3} = \frac{\rho_{f2}^{(1)}}{\rho_0}J_n(y_2), \; a_{n,7,4} = \frac{\rho_{f3}^{(1)}}{\rho_0}J_n(y_3), \tag{C.27}$$

$$a_{n,7,5} = \frac{\rho_{f1}^{(1)}}{\rho_0}N_n(y_1), \quad a_{n,7,6} = \frac{\rho_{f2}^{(1)}}{\rho_0}N_n(y_2), \quad a_{n,7,7} = \frac{\rho_{f3}^{(1)}}{\rho_0}N_n(y_3), \tag{C.28}$$

$$a_{n,7,8} = 0, a_{n,7,9} = 0, a_{n,7,10} = -J_n(x_0), \tag{C.29}$$

=====

$$a_{n,8,1} = 0, \; a_{n,8,2} = \frac{\rho_{f1}^{(2)}}{\rho_0}J_n(y_1), \quad a_{n,8,3} = \frac{\rho_{f2}^{(2)}}{\rho_0}J_n(y_2), \quad a_{n,8,4} = \frac{\rho_{f3}^{(2)}}{\rho_0}J_n(y_3), \tag{C.30}$$

$$a_{n,8,5} = \frac{\rho_{f1}^{(2)}}{\rho_0}N_n(y_1), \quad a_{n,8,6} = \frac{\rho_{f2}^{(2)}}{\rho_0}N_n(y_2), \quad a_{n,8,7} = \frac{\rho_{f3}^{(2)}}{\rho_0}N_n(y_3), \tag{C.31}$$

$$a_{n,8,8} = 0, \quad a_{n,8,9} = 0, \quad a_{n,8,10} = -J_n(x_0), \tag{C.32}$$

=====

$$a_{n,9,1} = 0, \quad a_{n,9,10} = -\frac{\rho_0}{\rho_t}y_t^2J_n(y_0), \tag{C.33}$$

$$a_{n,9,j+1} = R_j(y_t)J_n\left(y_j\right) + 2y_jJ_n^{'}\left(y_j\right), \qquad (j = 1,2,3) \tag{C.34}$$

$$a_{n,9,j+4} = R_j(y_t)N_n\left(y_j\right) + 2y_jN_n^{'}\left(y_j\right), \qquad (j = 1,2,3) \tag{C.35}$$

$$a_{n,9,8} = -2n\left[y_tJ_n^{'}(y_t) - J_n(y_t)\right], \quad a_{n,9,9} = -2n\left[y_tN_n^{'}(y_t) - N_n(y_t)\right], \tag{C.36}$$

=====

$$a_{n,10,1} = 0, \quad a_{n,10,j+1} = RB\left(y_j\right), \quad a_{n,10,j+4} = RN\left(y_j\right), \qquad (j = 1,2,3) \tag{C.37}$$

$$a_{n,10,9} = [2n^2 - y_t^2]J_n(y_t) - 2y_t J_n^{'}(y_t), \quad \text{(C.38)}$$

$$a_{n,10,10} = [2n^2 - y_t^2]N_n(y_t) - 2y_t N_n^{'}(y_t), \quad \text{(C.39)}$$

et où $D_n^{[1]}$est un déterminant déduit de D_n en remplaçant des éléments $a_{n,12}$, $a_{n,12}$, $a_{n,13}$ et $a_{n,14}$ de la première colonne par $x_0 J^{'}(x_0)$, $J_n(x_0)$, $J_n(x_0)$ et $-\frac{\rho_0}{\rho_t}x_t^2 J_n(x_0)$, respectivement. Dans ce qui précède les quantités $x_j = k_j a$ et $y_j = k_j b$ $(j = 0,1,2,3,t)$ représentent des nombres d'ondes réduits (i.e. sans dimensions) tandis que [9]

$$G_j = 1 + \gamma_{1j} + \gamma_{2j}, (j = 1,2,3,t) \quad \text{(C.40)}$$

$$R_j(x_t) = \frac{\rho_j}{\rho_t}x_t^2 - 2n^2, \quad R_j(y_t) = \frac{\rho_j}{\rho_t}y_t^2 - 2n^2 \quad \text{(C.41)}$$

$$RB(y_j) = 2n[y_j J_n'(y_j) - J_n(y_j)], \quad RN(y_j) = 2n[y_j N_n'(y_j) - N_n(y_j)], \quad \text{(C.42)}$$

Les primes sur les fonctions cylindriques J_n, N_n and $H_n^{(1)}$ indiquent des dérivées par rapport aux arguments [10].

REFERENCES

[1] Faran, J. J. (1951). Sound scattering by Solid Spheres and Cylinders. Journal of the Acoustical Society of America, 23, 405–418.

[2] Murphy, J. D., Breitenbach, E. D., & Uberall, H. (1978). Resonance scattering of acoustic waves from cylindrical shells. Journal of the Acoustical Society of America, 64, 677–683.

[3] Berryman, J. G., & Wang, H. F. (2000). Elastic wave propagation and attenuation in a double-porosity dual-permeability medium. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 37, 63–78.

[4] Dai, Z. J., & Kuang, Z. B. (2008). Reflection and transmission of elastic waves from the interface between water and a double porosity solid. Transport in Porous Media, 72, 369–392.

[5] Berryman, J. G., & Wang, H. F. (1995). The elastic coefficients of double-porosity models for fluid transport in jointed rock. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 100, 24611–27.

[6] Kumar, M., Barak, M. S., & Kumari, M. (2019). Reflection and refraction of plane waves at the boundary of an elastic solid and double-porosity dual-permeability materials. Petroleum Science, 16, 298–317. DOI: 10.1007/s12182-018-0289-z

[7] Auriault, J. L., & Boutin, C. (1993). Deformable porous media with double porosity, III. Acoustics. Transport in Porous Media, 14, 143–162.

[8] Kachkouch, F.-Z., & Franklin, H. (2023). The Rayleigh mode at the plane boundary between a liquid and a double porosity medium. Journal of the Acoustical Society of America, 153, 2518. DOI: 10.1121/10.0017884

[9] Franklin, H. (2024). Acoustic waves in random distributions of double porosity cylinders. Ultrasonics, 137, 107197.

[10] Abramowicz, M., & Stegun, I. (1974). Handbook of Mathematical Functions. New York: Dover.

Évaluation par arbre décisionnel du potentiel de réemploi du bois lamellé-collé : Une application expérimentale

Aghiless Yahmi[1,2,3], Mustapha Nouri[1], Mahfoud Tahlaiti[1,4], Abdelhafid Khelidj[2], Charlène Raffin[3] et Nicolas Place[3]

[1] *Icam, Site de Nantes, 35 av. du Champ de Manœuvres, 44470 Carquefou, France*

[2] *Nantes Université, Ecole Centrale de Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44600 Saint-Nazaire, France*

[3] *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), 77420 Marne-la-Vallée, France*

[4] *Nantes Université, Ecole Centrale de Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44000 Nantes, France*

RESUME Ce travail propose une méthode pour évaluer l'état du bois lamellé-collé récupéré et déterminer son potentiel de réemploi. Une analyse approfondie de la pathologie du bois a conduit à la création d'une méthodologie de diagnostic sous forme d'arbre décisionnel. Cette méthode a été appliquée sur une charpente en bois lamellé-collé (BLC) récupérée d'un site de démolition. Un protocole expérimental en laboratoire a été mis en place afin de valider et compléter cette approche. Le protocole comprenait l'identification des données manquantes concernant le produit : essence, densité, type de colle, résistance au cisaillement, propriétés mécaniques en flexion des mono-lamelles et lamelles doubles ainsi que la vérification des sorties de l'arbre décisionnel. Les résultats expérimentaux ont validé l'approche et ont montré que le BLC était produit de lamelles en épicéa avec une densité de 420 ± 45 kg/m³ à sec, collés à l'aide de l'adhésif mélamine–urée–formaldéhyde (MUF) avec une résistance au cisaillement de 7.37 ± 1.79 MPa. Les tests de résistance et de module d'élasticité en flexion indiquent que les mono-lamelles et le bois lamellé-collé sont respectivement de classe C16 et GL20H, et donc réemployables.

Mots-clefs lamellé-collé, protocole de réemploi, propriétés mécaniques, résistance au cisaillement du collage, arbre décisionnel

Modalité de présentation Poster

I. INTRODUCTION

Les pratiques intensives en ressources du secteur de la construction ont largement contribué à la dégradation environnementale (Haeusler and Guyot, 2020). En effet, le secteur du BTP est responsable de 213 millions de tonnes sur les 277 millions de tonnes de déchets générés par les activités économiques, ce qui représente 77% du total (ADEME, 2023). L'adoption d'une approche d'économie circulaire basée sur les 3R (réduire, réemployer et recycler) pourrait résoudre ce problème en minimisant l'utilisation de nouvelles ressources, en améliorant la gestion des déchets et en économisant de l'énergie (Ministry of Ecological Transition, 2020; Minunno et al., 2020; Viola

and Thomas, 2021). Le réemploi de produits, d'équipements et de matériaux dans la construction présente un potentiel prometteur (Minunno et al., 2020), mais rencontre des difficultés pour répondre aux exigences des nouvelles structures, car les matériaux de réemploi peuvent être altérés par des facteurs variés comme l'exposition à différentes conditions climatiques, causant différents dommages (Netinger Grubeša et al., 2019; Poncelet and Vrijders, 2021). L'importance de ces aspects et tant d'autres a été soulignée dans plusieurs études (European Commission, 2022; Interreg NWE FCRBE, 2021; Poncelet and Vrijders, 2021).

Parmi les matériaux réemployables, le bois lamellé-collé (BLC) se distingue grâce à ses propriétés structurelles et sa flexibilité, le rendant pertinent pour une seconde vie. Cependant, la détérioration des lamelles, de l'adhésif, et de l'interface entre le bois et l'adhésif peut entraîner une diminution des propriétés mécaniques du bois lamellé-collé (Okada et al., 2020). En effet, le comportement du bois est fortement variable (Vardanyan, 2021) ; Il réagit différemment selon son taux d'humidité, sa nature hydrophile et poreuse. Concernant le collage, la délamination des couches collées peut survenir, notamment en raison du vieillissement sous certaines conditions d'exposition telles que l'humidité et la température, ou en raison d'erreurs de fabrication (Gomes Ferreira et al., 2017). Par ailleurs, il est important de souligner que l'un des principaux sinistres rencontrés pour les produits en bois est la formation de fissures, qui peuvent être causées par divers mécanismes liés à des sollicitations, principalement initiée par le gonflement et le retrait dus aux variations de la teneur en humidité (Berg et al., 2015; Dietsch and Tannert, 2015; Frese and Blaß, 2010). Ce phénomène peut également générer des délaminations (Berg et al., 2015; Dietsch and Tannert, 2015; Frese and Blaß, 2010). De plus, les traitements du bois, tels que la traitements thermiques, affectent la couleur et l'imperméabilité du matériau (Jiang et al., 2022b, 2022a; Nziengui, 2019). Les changements de couleur dus à l'humidité, aux UV, à la température et aux champignons indiquent une dégradation, qui peut être superficielle ou structurelle (Desch and Dinwoodie, 1996). Les champignons fragilisent la structure du bois, affectant sa résistance et sa masse (Brischke et al., 2008; Feci et al., 2013; Kim et al., 1994; Witomski et al., 2016). Les insectes, tels que les scarabées et les termites, l'endommagent en s'y nourrissant, influencés par la composition du bois et les facteurs environnementaux (Martín and López, 2023; Verbist et al., 2020). Ainsi, avant d'envisager tout réemploi de BLC dans de nouveaux projets de construction, il est important d'évaluer son potentiel de réemploi.

Ce travail propose une méthode novatrice pour estimer le potentiel de réemploi du BLC, à l'aide d'un arbre décisionnel. Elle se base sur une analyse détaillée de la littérature concernant la pathologie du bois, l'intégrité structurelle et l'impact des conditions environnementales sur les propriétés mécaniques. L'objectif étant d'avoir une méthode simple qui compile et couvre l'intégralité des problématiques rencontrées sur les éléments en BLC, permettant de le diagnostiquer rapidement. Un cas d'étude a été traité afin d'évaluer la méthodologie et de montrer son fonctionnement.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Développement d'une approche par arbre décisionnel

Etant basé sur l'analyse de l'état de l'art, un arbre décisionnel comprenant les mécanismes de dégradation potentiels, les indicateurs et les tests à réaliser est développé. Après sa conception, il est possible d'évaluer l'état de dégradation d'un matériau et déterminer son potentiel de réemploi. De plus, il permet d'examiner les poutres au sein d'une structure existante pour identifier les éléments nécessitant un remplacement. Des observations visuelles mènent à des questions binaires, utilisant des méthodes de test non ou semi-destructives, pour conclure sur l'état du matériau et sa réemployabilité. Il est constitué de trois éléments : fissures/délaminations, insectes et décoloration.

1. Les fissures et les délaminations :

Pour évaluer les fissures et la délamination du bois lamellé-collé, les recommandations d'un document de la Fédération Française de la Construction Bois (*Notes techniques du bois lamellé N°1 – Fissures*, 2016) ont été utilisées. Les fissures sont classées en trois catégories : les fissures/délaminations mineures ne présentant aucun risque, les fissures significatives avec un potentiel d'aggravation, celles-ci sont plus grandes, parallèles aux plans de collage, et doivent être surveillées pour éviter leur évolution. Enfin, les fissures larges/traversantes qui dépassent les critères des deux premières classes et peuvent s'étendre sur plusieurs lamelles. La présence de celles-ci implique un rejet systématique de la poutre, ou de la partie concernée par la fissure. Ceci dit, la poutre, ou la partie touchée, peut être réutilisée pour d'autres fins. La figure 1 englobe les différents critères et cite les trois scénarios de réemployabilité : haut potentiel de réemploi (SC1), réemployable avec certaines conditions (SC2) et non réemployable (SC3) où SC est l'abréviation de Scenario Crack.

A noter qu'un mètre ruban, une jauge de profondeur et une jauge d'épaisseur peuvent être utilisés, respectivement, pour mesurer la longueur, la profondeur et pour l'ouverture de la fissure. Une jauge de profondeur d'une épaisseur de 0,2 mm convient pour mesurer la profondeur des fentes et des fissures dans le bois (AFNOR, 2019).

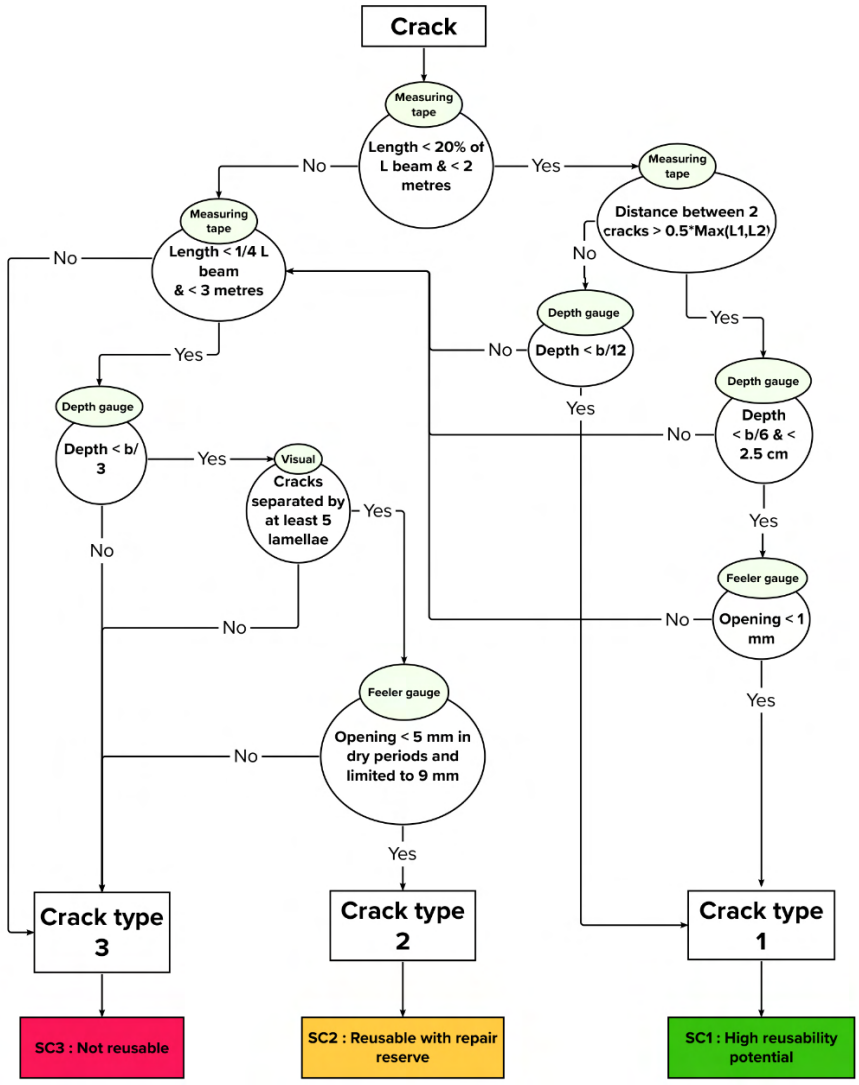


FIGURE 1. **Arbre décisionnel pour le diagnostic des fissures et des délaminations (Yahmi et al., 2023). SC pour Scenario Crack.**

2. La présence d'insectes :

En s'appuyant sur plusieurs sources bibliographiques (Desch and Dinwoodie, 1996; Findlay, 1967; Illston, 2018; Martín and López, 2023; Moore, 1979; Råberg et al., 2005; Ridout, 2001) un arbre décisionnel de diagnostic sur la présence d'insectes a été développée. Lors de l'inspection du bois lamellé-collé pour la présence d'insectes, il est crucial de reconnaître les signes de dommages causés par les insectes xylophages. Les larves créent des tunnels dans le bois, laissant des trous de sortie et des amas de sciure. Les types de dommages varient selon l'espèce d'insecte. Les termites, en particulier, représentent une menace majeure pour les structures en bois, se nourrissant principalement sous la surface du bois et produisant une sciure granulaire. Les tests au maillet et les tests d'éclatement aident à évaluer la présence de termites et la condition du bois. Comme

montré dans la figure 2, le diagnostic relatif aux insectes, se base fortement sur le visuel étant donné que chaque insecte possède ses caractéristiques qui le différencie des autres.

Notez qu'un pied à coulisse peut être utilisé pour mesurer le diamètre du trou et un tournevis pour le test d'éclatement.

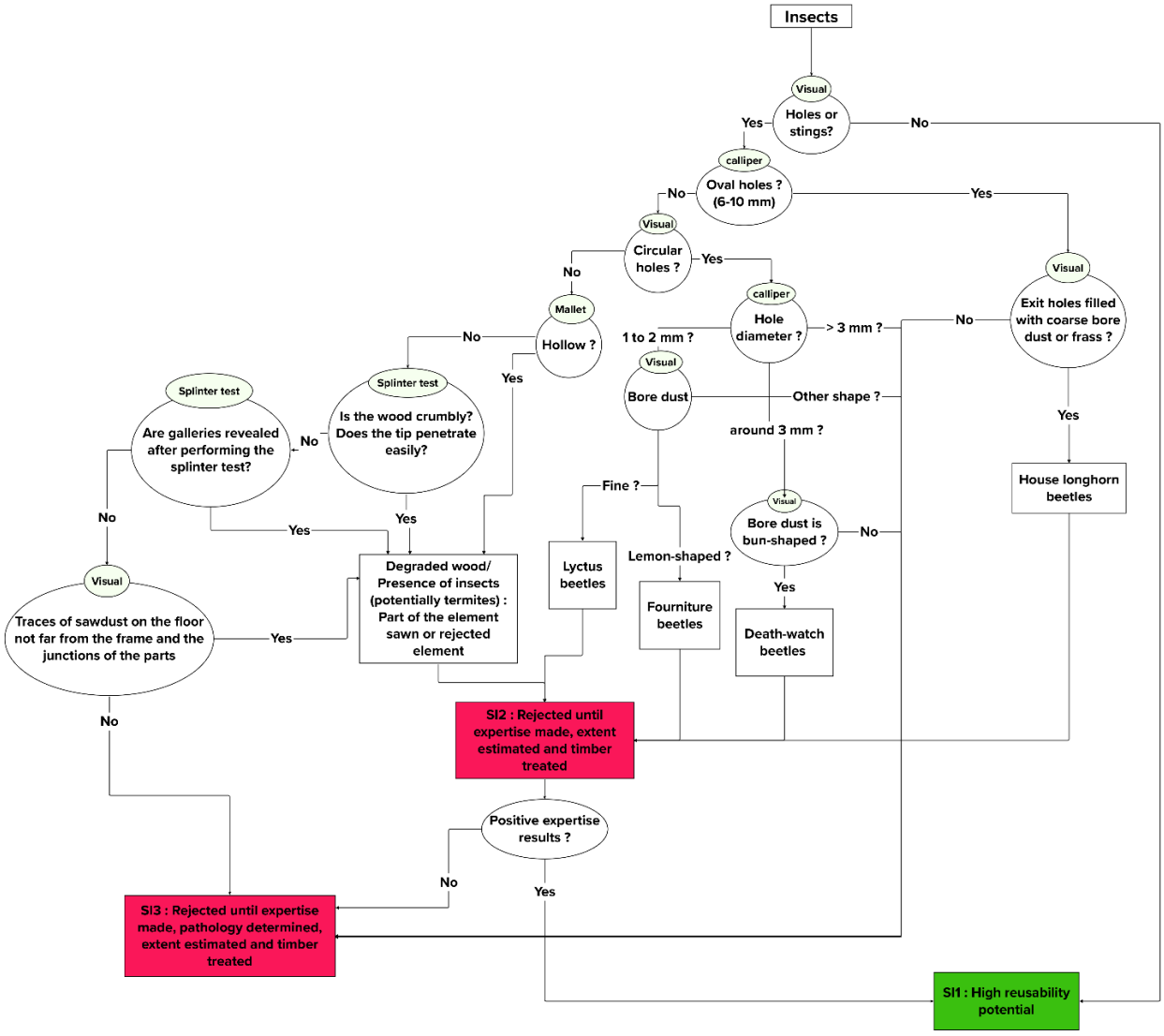


FIGURE 2. Arbre décisionnel pour le diagnostic et l'identification des insectes (Yahmi et al., 2023). SI pour Scenario Insect.

3. Les décolorations :

Pour évaluer la décoloration du bois lamellé-collé, plusieurs sources bibliographiques ont été étudiées (Desch and Dinwoodie, 1996; Dimou et al., 2017; Illston, 2018; Martín and López, 2023; Råberg et al., 2005). Au début, un test d'éclatement est réalisé sur la zone concernée. Si la fracture du fragment est sèche, le bois est sain. La décoloration peut indiquer une infiltration surfacique ou du bleuissement sans pour autant affecter les propriétés mécaniques du bois. Autrement, cela peut signaler une pourriture et une résistance réduite. La présence de pourriture blanche ou brune est

déterminée par l'aspect et la texture du bois. Il existe plusieurs types de pourritures blanches et brunes. Tout comme les insectes, chaque champignon a ses caractéristiques. L'ensemble est résumé dans la figure 3. Les dommages significatifs entraînent le rejet du bois, tandis que les zones infectées mineures peuvent être coupées avant d'envisager le réemploi.

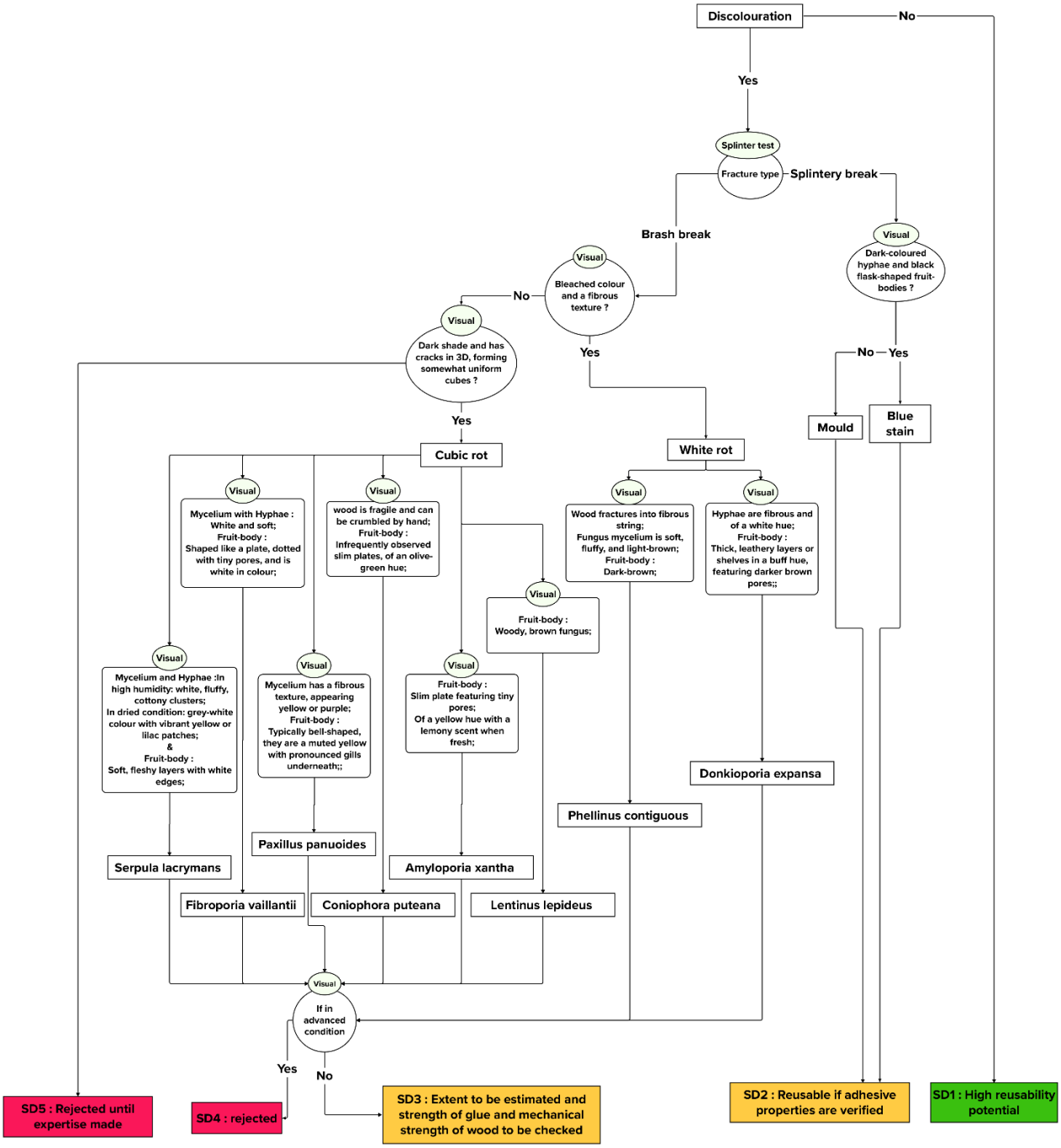


FIGURE 3. **Arbre décisionnel pour le diagnostic et l'identification des décolorations (Yahmi et al., 2023). SD pour Scenario décoloration.**

La figure 4 résume les étapes globales de la méthodologie d'évaluation de l'arbre décisionnel et les principales conclusions qui peuvent être tirées des différents scénarios. Lorsque le potentiel de réemployabilité est élevé ou moyen, une application structurelle est possible. Le rejet n'implique pas nécessairement que la poutre soit immédiatement classée comme déchet ; En effet, une étude peut être menée pour déterminer si elle peut être réutilisée pour d'autres usages non structurels ou recyclée pour fabriquer d'autres produits en bois.

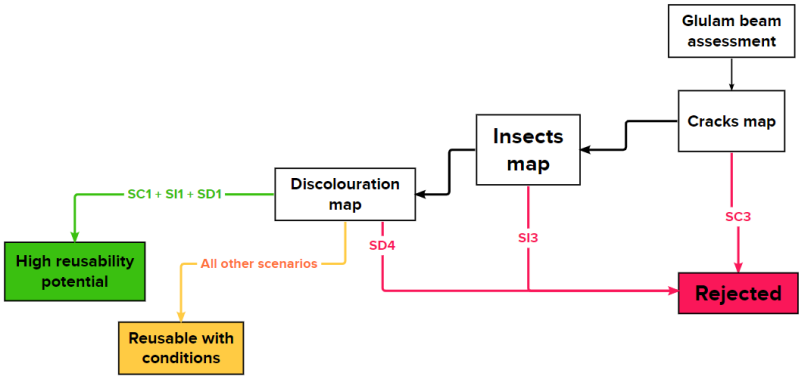


FIGURE 4. Arbre décisionnel pour le diagnostic et l'identification des décolorations (Yahmi et al., 2023).

B. Cas d'étude

Un cas d'expérimentation a été réalisé sur une ancienne usine de textiles à *Montaigu-Vendée* pour évaluer l'état de ses poutres en BLC. L'usine se compose de deux charpentes symétriques, chacune avec une poutre extérieure incurvée et deux poutres intérieures connectées. Les poutres varient en taille et étaient numérotées selon leur disposition dans le chantier, suite à leur dépose pour l'évaluation. L'objectif était d'appliquer l'arbre décisionnel et de vérifier ses conclusions. Le protocole expérimental a combiné les tests requis (vérifier les propriétés mécaniques de l'adhésif) et identifier les caractéristiques techniques essentielles comme l'essence du bois, la résistance à la flexion, la classe de résistance et la résistance au cisaillement de l'adhésif.

C. Protocole expérimental

Le protocole expérimental comprenait plusieurs tests :

- Observation microstructurale :

Dans le but d'identifier l'essence de bois via un microscope métallographique Olympus BH2 Infinity 2, les échantillons ont d'abord été découpés à l'aide d'une scie à ruban, puis polis à l'aide d'une machine à polir, Jean Wirtz FT 250, en utilisant des disques abrasifs en carbure de silicium.

- Densité :

La méthode de séchage au four a été suivie (Reeb et al., 1999). 5 échantillons cubiques de bois de 1 cm^3 ont été séchés à 103 °C jusqu'à ce que leur masse se stabilise, puis conservés dans un dessiccateur. La densité a été déterminée par la méthode d'Archimède, mesurant leur poids dans l'air et dans un liquide.

- Spectroscopie Infrarouge Transformée de Fourier (FTIR) :

Pour identifier le type d'adhésif, la spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier assistée par réflexion totale atténuée (ATR-FTIR) a été utilisée avec un spectromètre Perkin Elmer. Cette méthode, ne nécessitant pas de préparation préalable des échantillons, analyse les différences spectrales entre le bois et l'adhésif. Des ajustements de traitement du signal, tels que la correction ATR et de ligne de base, sont également réalisés pour optimiser la qualité du spectre.

- Tests de résistance au cisaillement :

Des tests de cisaillement ont été réalisés sur 32 échantillons avec une machine d'essai universelle électromécanique (Instron modèle 5566) avec une cellule de charge de 10 kN. Les échantillons, préparés selon la norme NF EN 302-1 (AFNOR, 2023). Les tests se sont déroulés dans des conditions ambiantes de laboratoire, et la résistance au cisaillement a été calculée. Après les tests, le pourcentage de rupture du bois a été estimé visuellement pour chaque échantillon.

- Tests de flexion :

Des essais de flexion à quatre points ont été effectués sur 45 lamelles simples et 15 doubles, avec des dimensions spécifiques, en utilisant deux modèles de machines d'essai universelles Instron (modèles 5566 et 5585), équipés respectivement de cellules de charge de 10 kN et de 200 kN, ont été utilisés. Le protocole suivi était celui de la norme EN 408 (AFNOR, 2012). Les tests ont été réalisés dans des conditions de laboratoire standardisées. Après les tests, la résistance à la flexion et le module de flexion ont été calculés, puis classés selon les normes NF EN 14358 (AFNOR, 2016a) et NF EN 338 (AFNOR, 2016b). Enfin, la classe des lamelles simples a été utilisée pour déterminer celle du bois lamellé-collé selon NF EN 14080 (AFNOR, 2013).

- Echantillonnage :

Pour la partie expérimentale, l'échantillonnage a été effectué sur la base des résultats de l'arbre décisionnel. La poutre affectée, contenant une section moisie, a été choisie pour caractérisation, en supposant que ses performances seraient les performances minimales de l'ensemble du lot. La poutre de 9 m a été fournie en sections de 3 m en raison des contraintes de transport. Chaque section a été découpée en trois sous-sections, la sous-section (SS) moisie étant la SS 2.1. Les caractérisations mécaniques ont été réalisées sur chaque sous-section encadrée dans la figure 5, en prélevant trois lamelles individuelles, une double lamelle et un échantillon pour les tests de cisaillement de l'adhésif.

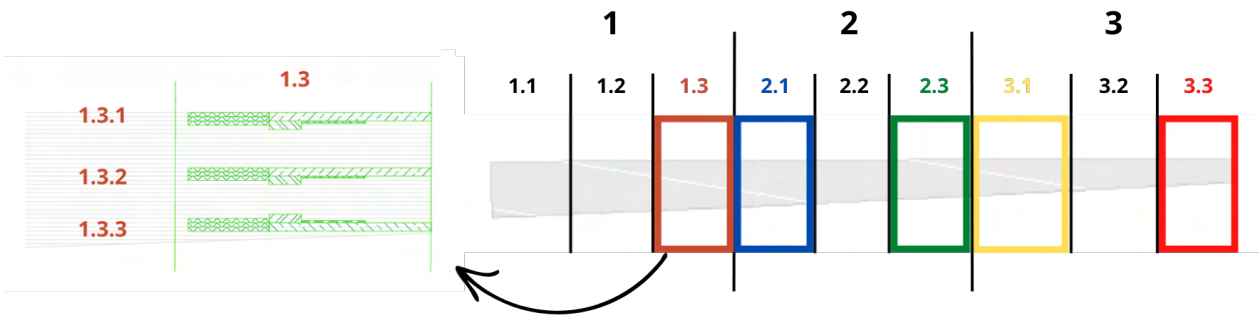


FIGURE 5. Découpe de la poutre en BLC et choix des échantillons de sous-section (Yahmi et al., 2023).

III. RESULTATS ET DISCUSSION

A. Application de l'arbre décisionnel

Après application du diagnostic sur le lot des poutres, les résultats ont été rapportés dans la figure 6. Comme montré par la figure, aucune poutre ne présentait de fissures de type 2 ou 3, les classant toutes dans le scénario de réemploi SC1. Aucune anomalie n'a été observée concernant les insectes, correspondant au scénario SI1. Cependant, pour la décoloration, 20 poutres présentaient seulement des traces superficielles d'infiltration d'eau (SD1), facilement nettoyables. Une exception montrait des taches significatives et une section moisie, indiquant un scénario SD2 avec une délamination localisée, possiblement due à un système de chauffage proche ou à une infiltration d'eau.

À partir des résultats obtenus et des informations de base sur le lot, divers tests nécessaires ont été identifiés. Pour tous les tests, il était nécessaire d'étudier la variabilité des propriétés le long de la poutre, d'où la prise de 3 à 5 échantillons à différentes positions pour effectuer les tests selon les normes actuelles.

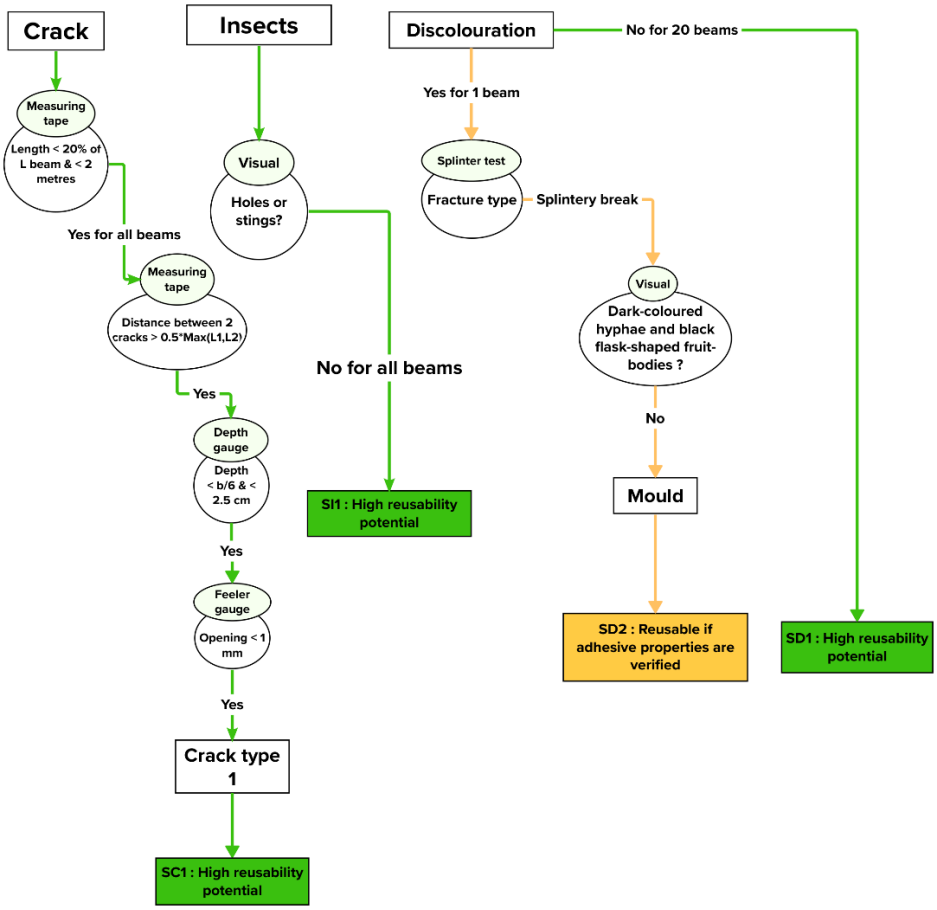


FIGURE 6. Application de l'approche de l'arbre décisionnel sur le lot de lamellé-collé (Yahmi et al., 2023).

B. Résultats expérimentaux

- Essence de bois :

Grâce à des observations microscopiques montrant une transition graduelle entre l'aubier et le duramen et des canaux résineux normaux avec une section festonnée (“Anatomie du Bois,” 2022; Cufar et al., 2019), l’essence de bois a été identifiée comme de l'épicéa.

- Densité :

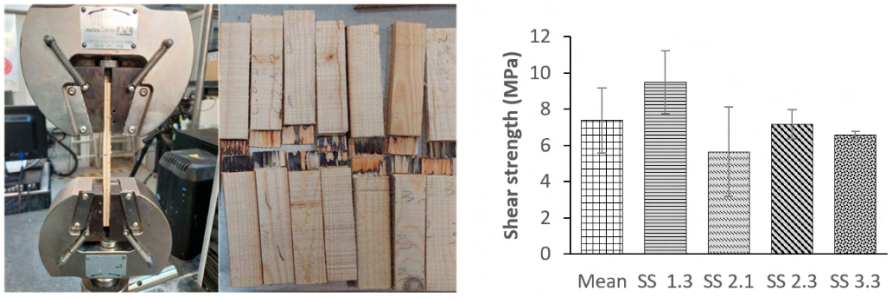
La densité obtenue du bois d'épicéa est de 420 ± 45 kg/m³ à sec, ce qui est cohérent avec la plage de densité de l'épicéa mentionnée dans la littérature, variant de 370 à 571 kg/m³ (Gryc and Horáček, 2007). Cette densité correspond également à la valeur standard en France de 450 kg/m³ à 12% d'humidité (“Epicéa,” 2022). Les variations observées peuvent s'expliquer par le poids supplémentaire dû aux conditions sèches de l'échantillon et les erreurs de manipulation.

- Type d’adhésif :

L'analyse par spectroscopie FTIR a permis de comparer les spectres d'un adhésif mélangé au bois et du bois seul. Les pics principaux identifiés dans le spectre du bois ont été distingués, indiquant des composants tels que la cellulose, l'hémicellulose et la lignine (Cavallaro et al., 2019; Nouri et al., 2021). Des différences dans le spectre de l'adhésif + bois ont révélé la présence de liaisons chimiques caractéristiques de l'adhésif mélamine-urée-formaldéhyde (MUF), notamment des pics associés à C=O, C-N, N-H et au pont méthylène (Liu et al., 2017). Ces résultats, combinés avec la couleur foncée de l'adhésif, indiquent son vieillissement naturel (*Le Manuel du Bois Lamellé*, 2013).

- Résistance au cisaillement de la liaison adhésif-bois :

Sur les 32 échantillons testés, seuls 18 ont donné des résultats exploitables, principalement en raison de la difficulté à préparer les échantillons avec précision, notamment en coupant jusqu'à la jointure de la colle.



(a) **(b)**

FIGURE 7. (a) Échantillons avant et après l'essai ; (b) Résultats de l'essai de résistance au cisaillement du collage (Yahmi et al., 2023).

Les échantillons avant et après les tests, ainsi que les résultats, sont illustrés dans la Figure 7(a). Les tests de cisaillement ont révélé que la résistance moyenne de l'adhésif était de 7.38 ± 1.79 MPa. La valeur est inférieure à 10 MPa, qui est le seuil de résistance pour les nouvelles structures en lamellé-collé selon la norme NF EN 302-1 (AFNOR, 2023) et dans les travaux de Tran (Tran, 2014). avec un pourcentage moyen de rupture du bois de 64%, inférieur à d’autres références (AFNOR, 2013; Wang et al., 2016). Les résultats les plus faibles ont été observés dans une section moisie, avec une moyenne de 5.65 ± 2.45 MPa, et une résistance encore plus basse à 4.75 MPa dans la partie supérieure moisie. L'élimination de cette section a augmenté la valeur moyenne à 7.74 ± 0.55 MPa. Cependant, cette valeur reste inférieure au seuil standard (10 MPa) pour les nouvelles

structures en lamellé-collé (AFNOR, 2023; Tran, 2014), nécessitant ainsi une caractérisation complémentaire du BLC.

- Essais de flexion et classe de résistance :
  - Mono-lamelles :

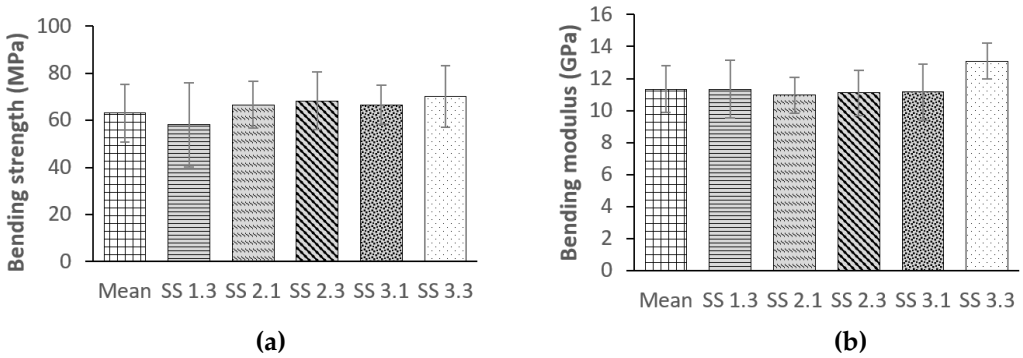


FIGURE 8. (a) Résistance à la flexion des mono-lamelles ; (b) Module de flexion des mono-lamelles (Yahmi et al., 2023).

La Figure 8 montre les résistances à la flexion et les modules de flexion des mono-lamelles. Entre les différents types de ruptures de bois observables (Grecchi, 2022), la tension transversale était le mode de rupture dominant dans les mono-lamelles. Cette rupture transversale peut être due à une tension parallèle aux fibres dans la partie inférieure de la lamelle, provoquant une fracture décalée par rapport au milieu de la lamelle. Les défauts intrinsèques du bois comme les nœuds ou une combinaison de facteurs peuvent également contribuer à ce type de défaillance et fragiliser l'échantillon (Komán et al., 2013).

Les valeurs obtenues ont permis de déterminer la classe de résistance du bois selon la norme EN 338 (AFNOR, 2016b). Les résultats obtenus sont de 7 GPa pour le module et de 26 MPa pour la résistance. Cette résistance correspond à la classe C24 selon la norme. Cependant, pour cette classification, le module enregistré doit correspondre à la classe, ce qui n'est pas le cas ici puisque 7 GPa correspond à la classe C14. Par conséquent, la classe minimale pour les lamelles de ce lot est C14.

- Lamelles doubles :

Les essais sur les lamelles doubles ont montré une résistance et un module relativement stables (Figure 9), avec des valeurs moyennes de 59.79 MPa et 10.62 GPa. La fissure initiant la rupture se propage principalement et rapidement au niveau du joint de colle, indiquant une faible résistance à ce niveau comparé au bois. Les variations de propriétés le long de la poutre suggèrent l'influence de défauts comme les nœuds. La partie moisie a montré des valeurs inférieures notamment sur la partie inférieure. Finalement, la classification mécanique GL20H a été attribuée selon la norme EN 14080 (AFNOR, 2013), en accord avec les résultats pour les lamelles simples et doubles, indiquant l'adéquation de cette classe de bois lamellé-collé pour des usages structuraux.

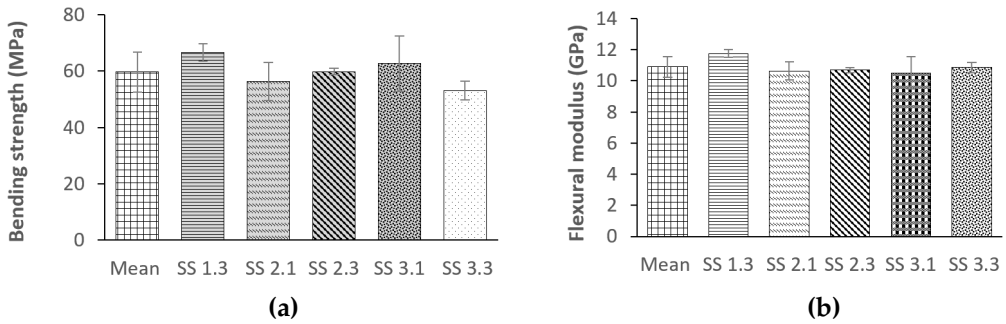


Figure 9. a) Résistance à la flexion des lamelles doubles ; (b) Module de flexion des lamelles doubles (Yahmi et al., 2023).

VI. CONCLUSIONS

L'arbre décisionnel développé et présenté dans cet article est un outil utile pour diagnostiquer l'état des produits, identifier leurs défauts et déterminer leur potentiel de réemploi. Cette approche contribue à optimiser le processus d'évaluation et de massification du réemploi, soutenant ainsi les objectifs de l'économie circulaire.

Dans cet article, un cas d'application a été réalisé sur le BLC, pour lequel l'évaluation in situ est essentielle pour assurer la sécurité et la performance requise dans de futurs projets de construction. L'arbre décisionnel utilisé a permis de tirer des conclusions pertinentes sur l'état d'un lot de poutres. Il a révélé qu'aucune fissure majeure, délamination ou présence d'insectes n'était observée, tout en soulignant la nécessité de vérifier les propriétés de l'adhésive après la détection de décolorations sur une poutre. Remarque qui a été démontrée grâce aux essais de résistance au cisaillement du collage. Cela démontre l'efficacité de l'arbre décisionnel pour évaluer l'état des matériaux et déterminer leur potentiel de réemploi. Globalement, les tests ont inclus l'identification de l'espèce de bois, la densité, le type de colle, et les propriétés de cisaillement et de flexion. Les résultats indiquent une densité de 420 ± 45 kg/m^3, une colle de type mélamine-urée-formaldéhyde, et une résistance au cisaillement inférieure au seuil standard. La classe de résistance attribuée aux poutres permet de réaliser des calculs structurels pour leur réemploi.

Cette approche, qui s'affine progressivement à mesure que de nouvelles données sont intégrées, vise à être appliquée à divers gisements présentant des problématiques variées, afin d'en évaluer les limites et de les cataloguer. Il est crucial de souligner que cette méthode est conçue pour estimer uniquement le potentiel de réemploi, sans garantir la viabilité du réemploi d'un BLC. En conséquence, des essais destructifs ont été initialement menés pour compléter l'évaluation. À l'avenir, l'objectif est d'enrichir ces arbres décisionnels avec des essais non destructifs qui offriraient une évaluation plus précise de l'état et des propriétés des matériaux, afin de mieux déterminer leur aptitude au réemploi.

REFERENCES

Notes techniques du bois lamellé N°1 – Fissures, 2016. . SNBL.

ADEME, 2023. Déchets Chiffres-clés.

AFNOR, 2023. NF EN 302-1 : Adhésifs pour structures portantes en bois - Méthodes d'essais - Partie 1 : détermination de la résistance au cisaillement en traction longitudinale.

AFNOR, 2019. NF EN 14081-1+A1 : Structures en bois - Bois de structure à section rectangulaire classé pour sa résistance - Partie 1 : exigences générales.

AFNOR, 2016a. NF EN 14358 : Structures en bois - Détermination et vérification des valeurs caractéristiques.

AFNOR, 2016b. NF EN 338 : Bois de structure - Classes de résistance.

AFNOR, 2013. NF EN 14080 : Structures en bois - Bois lamellé collé et bois massif reconstitué - Exigences.

AFNOR, 2012. NF EN 408+A1 : Structures en bois - Détermination et vérification des valeurs caractéristiques.

Anatomie du Bois [WWW Document], 2022. . FUN MOOC. URL http://www.fun-mooc.fr/fr/cours/anatomie-du-bois/ (accessed 8.20.22).

Berg, S., Sandberg, D., Ekevad, M., Vaziri, M., 2015. Crack influence on load-bearing capacity of glued laminated timber using extended finite element modelling. Wood Material Science & Engineering 10, 335–343. https://doi.org/10.1080/17480272.2015.1027268

Brischke, C., Welzbacher, C.R., Huckfeldt, T., 2008. Influence of fungal decay by different basidiomycetes on the structural integrity of Norway spruce wood. Holz Roh Werkst 66, 433–438. https://doi.org/10.1007/s00107-008-0257-1

Cavallaro, G., Agliolo Gallitto, A., Lisuzzo, L., Lazzara, G., 2019. Comparative study of historical woods from XIX century by thermogravimetry coupled with FTIR spectroscopy. Cellulose 26, 8853–8865. https://doi.org/10.1007/s10570-019-02688-3

Cufar, K., Balzano, A., Krže, L., Merela, M., 2019. Wood identification using non-destructive confocal laser scanning microscopy. Les/Wood 68. https://doi.org/10.26614/les-wood.2019.v68n02a02

Desch, H.E., Dinwoodie, J.M., 1996. Timber Structure, Properties, Conversion and Use. Macmillan Education UK, London. https://doi.org/10.1007/978-1-349-13427-4

Dietsch, P., Tannert, T., 2015. Assessing the integrity of glued-laminated timber elements. Construction and Building Materials 101, 1259–1270. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.06.064

Dimou, V., Kaziolas, D.N., Zygomalas, I., Avtzis, N., 2017. Influence of biotic factors on the mechanical properties of wood, taking into account the time of harvesting. Wood Material Science & Engineering 12, 140–148. https://doi.org/10.1080/17480272.2015.1063004

Epicéa, 2022.

European Commission, 2022. Proposal for a Regulation laying down harmonised conditions for the marketing of construction products, amending Regulation (EU) 2019/1020 and repealing Regulation (EU) 305/2011 [WWW Document]. URL https://ec.europa.eu/docsroom/documents/49315 (accessed 8.30.22).

Feci, E., Mannucci, M., Palanti, S., 2013. Diagnostic Evaluation of Insect Attack on Existing Timber Structures: A Review of some Case Studies. Advanced Materials Research 778, 1020–1027. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.778.1020

Findlay, W.P.K., 1967. CHAPTER 3 - Causes of Deterioration in Timber, in: Findlay, W.P.K. (Ed.), Timber Pests and Diseases, Pergamon Series of Monographs on Furniture and Timber. Pergamon, pp. 19–31. https://doi.org/10.1016/B978-0-08-011310-4.50009-8

Frese, M., Blaß, H.J., 2010. Damage analysis of wooden hall supporting structures (In German), KIT Scientific Publishing. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe Institute of Technology, Germany. https://doi.org/10.5445/KSP/1000020517

Glulam handbook – Le Manuel du Bois Lamellé, SNBL/UICB&Swedish Wood. ed, 2013.

Gomes Ferreira, J., Cruz, H., Silva, R., 2017. Failure behaviour and repair of delaminated glulam beams. Construction and Building Materials 154, 384–398. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.200

Grecchi, M., 2022. Building Renovation: How to Retrofit and Reuse Existing Buildings to Save Energy and Respond to New Needs, SpringerBriefs in Applied Sciences and Technology. Springer International Publishing, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-89836-6

Gryc, V., Horáček, P., 2007. Variability in density of spruce (Picea abies [L.] Karst.) wood with the presence of reaction wood. Journal of Forest Science 53, 129–137. https://doi.org/10.17221/2146-JFS

Haeusler, L., Guyot, M., 2020. Waste key figures: The essentials 2020 (In French). ADEME.

Illston, P.D., John (Ed.), 2018. Construction Materials: Their Nature and Behaviour, Fourth Edition, 4th ed. CRC Press, London. https://doi.org/10.1201/9781315272436

Interreg NWE FCRBE, 2021. Reuse Toolkit: Material sheets [WWW Document]. URL https://vb.nweurope.eu/projects/project-search/fcrbe-facilitating-the-circulation-of-reclaimed-building-elements-in-northwestern-europe/news/reuse-toolkit-material-sheets/

Jiang, J., Cao, J., Mei, C., 2022a. Microstructure, hydrophobicity and thermal stability of wood treated by silica/montmorillonite nanoparticle-stabilized Pickering emulsion (I). Wood Sci Technol 56, 111–121. https://doi.org/10.1007/s00226-021-01338-x

Jiang, J., Du, J., Li, H., Mei, C., Gong, X., 2022b. Hydrophobicity Improvement on Wood for a Better Application of This Bio-Based Material. Coatings 12, 1465. https://doi.org/10.3390/coatings12101465

Kim, G.-H., Barnes, H.M., Lyon, D.E., 1994. Effect of Decay on the Mechanical Properties of Full-Sized Lumber 48, 145–149. https://doi.org/10.1515/hfsg.1994.48.2.145

Komán, S., Sandor, F., Jozsef, A., Taschner, R., 2013. Effect of knots on the bending strength and the modulus of elasticity of wood. Wood Research 58, 617–626.

Liu, M., G. Thirumalai, R.V.K., Wu, Y., Wan, H., 2017. Characterization of the crystalline regions of cured urea formaldehyde resin. RSC Advances 7, 49536–49541. https://doi.org/10.1039/C7RA08082D

Martín, J.A., López, R., 2023. Biological Deterioration and Natural Durability of Wood in Europe. Forests 14, 283. https://doi.org/10.3390/f14020283

Ministry of Ecological Transition, 2020. Circular economy.

Minunno, R., O'Grady, T., Morrison, G.M., Gruner, R.L., 2020. Exploring environmental benefits of reuse and recycle practices: A circular economy case study of a modular building. Resources, Conservation and Recycling 160, 104855. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.104855

Moore, H.B., 1979. Wood-inhabiting Insects in Houses: Their Identification, Biology, Prevention and Control. Department of Agriculture, Forest Service.

Netinger Grubeša, I., Teni, M., Krstić, H., Vračević, M., 2019. Influence of Freeze/Thaw Cycles on Mechanical and Thermal Properties of Masonry Wall and Masonry Wall Materials. Energies 12, 1464. https://doi.org/10.3390/en12081464

Nouri, M., Griballah, I., Tahlaiti, M., Grondin, F., Beaugrand, J., 2021. Plant Extraction and Physicochemical Characterizations of Untreated and Pretreated Diss Fibers (Ampelodesmos mauritanicus). Journal of Natural Fibers 18, 1083–1093. https://doi.org/10.1080/15440478.2019.1687062

Nziengui, C.F.P., 2019. Fissuration du bois en climat variable sous charges de longues durées: applications aux essences européennes et gabonaises (Thèse). Université Clermont Auvergne.

Okada, T., Kobori, H., Kojima, Y., Suzuki, S., Nishikido, K., Hirose, A., Takahashi, K., 2020. Evaluating the durability of structural glulam bonded with aqueous polymer-isocyanate adhesive by two kinds of accelerated aging treatments. Eur. J. Wood Prod. 78, 113–122. https://doi.org/10.1007/s00107-019-01485-w

Poncelet, F., Vrijders, J., 2021. J. Technical framework for re-used materials: How can the technical performance of re-used materials be justified? (In French). CSTC, Brussels, Belgium.

Råberg, U., Edlund, M.-L., Terziev, N., Land, C.J., 2005. Testing and evaluation of natural durability of wood in above ground conditions in Europe – an overview. J Wood Sci 51, 429–440. https://doi.org/10.1007/s10086-005-0717-8

Reeb, J.E., Milota, M.R., Association, W.D.K., Western Dry Kiln Association. Meeting (50th : 1999 : Portland, O.), 1999. Moisture content by the oven-dry method for industrial testing [WWW Document].

Ridout, B., 2001. Timber Decay in Buildings: The Conservation Approach to Treatment. APT Bulletin: The Journal of Preservation Technology 32, 58–60. https://doi.org/10.2307/1504694

Tran, V.D., 2014. Caractérisation et modélisation numérique des poutres en Bois Massif Reconstitué (BMR) réalisées avec une essence locale feuillue (These de doctorat). Université de Lorraine.

Vardanyan, E.R., Pavel Akimov, Merab Khalvashi, Eghiazar (Ed.), 2021. Contemporary Problems of Architecture and Construction: Proceedings of the 12th International Conference on Contemporary Problems of Architecture and Construction (ICCPAC 2020), 25-26 November 2020, Saint Petersburg, Russia. CRC Press, London. https://doi.org/10.1201/9781003176428

Verbist, M., Branco, J.M., Nunes, L., 2020. Characterization of the Mechanical Performance in Compression Perpendicular to the Grain of Insect-Deteriorated Timber. Buildings 10, 14. https://doi.org/10.3390/buildings10010014

Viola, J., Thomas, S., 2021. Re-use of building components (RE-USE) Potential for systematic re-use of building components in a regional context and realisation of a pilot project (In German), RE-USE. BBSR, Bonn, Germany.

Wang, X.A., Björnberg, J., Hagman, O., Ahmed, S.A., Wan, H., Niemz, P., 2016. Effect of Low Temperatures on the Block Shear Strength of Norway Spruce Glulam Joints. BioResources 11, 9638–9648.

Witomski, P., Olek, W., Bonarski, J.T., 2016. Changes in strength of Scots pine wood (Pinus silvestris L.) decayed by brown rot (Coniophora puteana) and white rot (Trametes versicolor). Construction and Building Materials 102, 162–166. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.109

Yahmi, A., Nouri, M., Tahlaiti, M., Khelidj, A., Raffin, C., Place, N., 2023. Mind-Mapping Assessment of Reuse Potential of Glulam: An Experimental Study. Buildings 13, 2929. https://doi.org/10.3390/buildings13122929

Caractérisation ultrasonore de suspensions solides dans un fluide visqueux

Moustafa EID[1], Pierre MARECHAL, Ahmed BENAMAR

LOMC, UMR 6294 CNRS, Université Le Havre Normandie, 75 Rue de Bellot, 76600 Le Havre, France

[1]Auteur correspondant : moustafa.eid@etu.univ-lehavre.fr

Résumé

Actuellement, les méthodes ultrasonores sont omniprésentes dans plusieurs domaines d'application :

- Sédimentation : Évaluation des caractéristiques telles que la concentration, la dimension des particules, la distribution des tailles de particules (PSD)…
- Fluides pollués : Traitement et régulation des eaux usées.
- Produits alimentaires : Caractérisation des lipides, des protéines et d'autres composantes…

Ce sujet de recherche se concentre sur la propagation des ondes ultrasonores (MHz) à travers une distribution aléatoire de particules solides en suspension dans un liquide visqueux. Dans ce contexte, l'objectif est d'établir la relation entre les signaux ultrasonores et la concentration des particules en suspension, en tenant compte de leur géométrie, leur distribution granulaire, leur dimension.

Pour atteindre cet objectif, un dispositif expérimental a été développé et mis en place, et des modèles numériques de multidiffusion sont traités et validés.

Mots-clés : Ultrasons, Suspensions, Propriétés Effectives, Atténuation, Vitesse

Modalité de présentation : Poster

Liste des variables :

K_{WT}, K_{LB}, K_{Ma}	Nombres d'onde effectifs selon les 3 modèles (rad.m^{-1})
k	Nombre d'onde dans le fluide hôte (eau) (rad.m^{-1})
A_0, A_1	Coefficients de diffusions, d'ordre 0 et 1
V_f	Fraction volumique (suspensions/eau)
α_{eff}	Atténuation ultrasonore effective (Np.m^{-1})
c_{eff}	Vitesse effective de phase (m.s^{-1})
r_{12}	Coefficient de réflection (paroi/suspension)
R	Rayon des particules (m)
T	Température (K)
L	Distance de propagation dans la suspension (m)
f	Fréquence (Hz)
ε_V	Epaisseur de la couche limite visqueuse (m)
ρ_1, ρ_2	Densité de l'eau et suspensions (kg.m^{-3})
C_{p1}, C_{p2}	Capacité thermique spécifique (J.kg^{-1}.K^{-1})
β_1, β_2	Coefficient d'expansion volumique (K^{-1})
ω	Pulsation (rad.s^{-1})
δ_{t1}, δ_{t2}	Epaisseur de la couche limite thermique (m)
Γ_1, Γ_2	Conductivité thermique (W.m^{-1}.K^{-1})

I. Introduction

L'étude présentée porte sur la caractérisation ultrasonore de suspensions solides dans un fluide visqueux. Afin d'atteindre les objectifs visant à établir la relation entre les signaux ultrasonores et les particules en suspension (selon leur géométrie, distribution, dimensions et concentration), le travail développé est décomposé en trois parties : dispositif expérimental, méthode et résultats expérimentaux et enfin modélisation numérique de la multidiffusion.

L'objectif du travail expérimental consiste à concevoir et construire un modèle physique pratique pour des mesures ultrasonores afin de caractériser des suspensions dans un écoulement dynamique. À cette fin, une instrumentation spécifique a été développée pour mesurer les propriétés ultrasonores effectives (atténuation et vitesse). L'émission et la réception d'ondes ultrasonores de fréquences la gamme du MHz ont été étudiées pour la caractérisation des particules mise en suspension à l'aide d'une pompe centrifuge dans un aquarium à température régulée. En utilisant Python, l'acquisition de signaux temporels a été réalisée. Un post-traitement des signaux acquis a été effectué à l'aide de la FFT afin de déterminer l'atténuation, la vitesse de phase et leur dépendance en fréquence.

Dans une approche complémentaire, l'étude numérique vise dans un premier temps à comparer les résultats de la littérature avec ceux expérimentaux obtenus pour de nouvelles configurations. Dans un second temps, un modèle numérique dédié sera développé pour notre cas d'étude spécifique de rétrodiffusion ultrasonore avec un par des microparticules en suspension et un fluide visqueux. Les modèles généralement considérés impliquent des hypothèses fortes telles que des particules sphériques, des concentrations faibles, un produit du nombre d'onde moyen par le rayon de particules « kR » faible, une température constante, des suspensions sans écoulement de fluide. Dans l'approche développée, de tels modèles sont mis en œuvre, impliquant des particules sphériques connues avec une distribution de densité très étroite, une faible concentration « V_f », une viscosité « ν » et une température régulée « T ». À l'aide de Matlab, l'implémentation numérique de ces modèles et de leurs limites est comparée et discutée : ECAH [1], Waterman and Truell [2], Forester and Pinfield [3].

En résumé, la démarche développée vise à :

- Développer une configuration expérimentale et un protocole de mesure, en détaillant les procédures d'acquisition de signaux (*via* Python), le traitement spectral des échos par FFT et la détermination des courbes d'atténuation et de vitesse en fonction de la fréquence.
- Quantifier l'influence du débit, de la température, de la concentration des particules et de la fréquence des ondes ultrasonores.
- Valider numériquement (*via* Matlab) un modèle adapté aux suspensions solides étudiées dans un fluide visqueux donné.

II. Contexte

Les méthodes ultrasonores sont connues et appliquées de longue date dans de nombreux domaines d'applications industrielles, tant pour la qualification des matériaux et des assemblages soudés ou collés, avec des méthodes de contrôle non-destructif (CND) et d'évaluation non-destructive (END). Par extension, la caractérisation ultrasonore a été intégrée en tant que nouvelle technique de mesure dans les milieux fluides et/ou visqueux. En particulier, de nombreuses applications se sont développées dans des études de cas de particules en suspensions. Plusieurs domaines peuvent être cités : la caractérisation de la sédimentation [4], la caractérisation des fluides pollués [5], le diagnostic des propriétés des produits laitiers [6], les processus des industries chimiques et biochimiques [7], et bien d'autres [8].

Dans de nombreux processus d'ingénierie, la mesure de la sédimentation des particules est une technique très importante qui permet de quantifier de nombreuses opérations telles que le transport hydraulique, les lits fluidisés et les épaisseurs. Pour ces cas d'application, une mesure en temps réel est nécessaire, et la mesure ultrasonore répond parfaitement à ce besoin [9]. Fondamentalement, une onde ultrasonore se propageant à travers un mélange de fluide-sédiment subit une atténuation et une dispersion liées au milieu de propagation, *i.e.* en fonction des caractéristiques spécifiques du sédiment et du fluide et de leur environnement. Par résolution du problème inverse, l'analyse et la description fine des relations complexes entre les particules et le fluide hôte sont la clé pour fournir de nombreuses informations sur les caractéristiques des sédiments (distribution de taille, forme, géométrie, etc.) [10]. La technique ultrasonore peut être utilisée dans d'autre travaux au niveau du domaine de génie civil, elle peut par exemple fournir une compréhension quantitative de la propagation des ondes dans les matériaux à base de ciment ainsi que certaines caractéristiques de la microstructure [11]. Cette technique est largement utilisée pour l'auscultation de l'intégrité des bétons et peut aussi être intégrée dans l'étude de détection des comportements de prise et durcissement de ciment suivant les jours d'hydratation [12].

De plus, les techniques de caractérisation ultrasonore peuvent être utilisées dans le traitement et la régulation des eaux usées polluées. Elles peuvent fournir des données en temps réel sur les particules/contaminants en suspension et présentent la qualité de s'affranchir d'une condition de relative transparence optique, à la base de nombreuses autres techniques de caractérisation, telles que l'évaluation par des méthodes optiques de la turbidité. L'avantage majeur de la technique de mesure ultrasonore de la concentration est qu'elle peut être appliquée pour caractériser les particules rencontrées dans des proportions très variables. En termes d'application, un instrument de fluxmètre multifréquence a été développé et permet la mesure de la concentration de plusieurs classes de taille de particules en suspension [13].

Par ailleurs, la caractérisation ultrasonore se développe dans le domaine de l'industrie agro-alimentaire en raison de la contribution importante qu'elle peut apporter au niveau de la caractérisation des procédés et suivi des propriétés et qualité des produits alimentaires. Ainsi, elle peut fournir des informations sur la teneur en matières grasses, en protéines, la distribution de la taille des gouttelettes, le suivi de fermentation de produits laitiers [14], etc. C'est pourquoi elle est devenue une technique potentielle pour le contrôle et l'optimisation des processus [15].

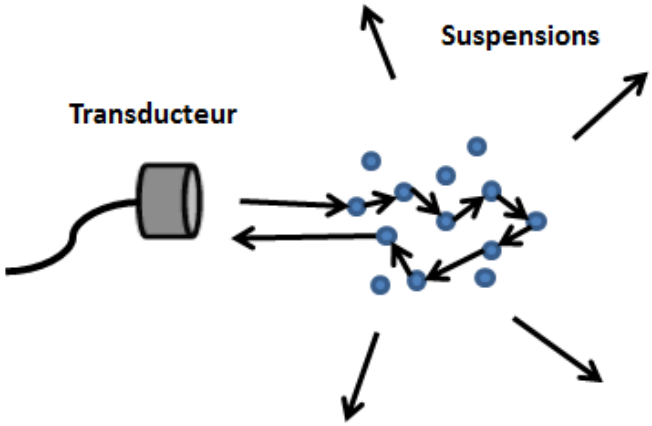


Figure 1. Diffusion acoustique par des suspensions.

III. Procédure expérimentale

Le dispositif expérimental mis en œuvre (Figure 2) comporte deux cuves remplies d'eau, dont la plus grande (200 L) sert de bain d'immersion pour les transducteurs ultrasonores et de régulation thermique pour le canal de circulation (5 L) des particules en suspension. Le transducteur ultrasonore est fixé et maintenu en vis-à-vis en incidence normale avec une zone de suspension homogène des particules qui font l'objet d'une caractérisation ultrasonore.

La chaîne d'instrumentation est donc constituée d'un transducteur en immersion de fréquence centrale 5 MHz réglé et installé vis-à-vis en incidence normale avec la zone de suspension. Ce transducteur délivre des impulsions ultrasonores pilotées par d'un générateur de signaux arbitraires basse fréquence Agilent 33220A, (14 bits, 50 Méch./s, 64 kpts), utilisé pour délivrer une période d'un signal sinusoïdal à f_0 = 5 MHz, avec une fréquence de répétition (*pulse repetition frequency*) f_{prf} = 1 kHz. Le signal reçu suite aux réflexions aux interfaces est affiché en temps réel et acquis via un oscilloscope Yokogawa DL9140 (12 bits, 5 Géch./s, 1GHz, 2,5 Mpts/voie).

Afin de maintenir les particules en suspension, une pompe centrifuge contrôlable de puissance maximale de 1,77 kW est mise en œuvre pour entretenir la circulation et un flux continu d'un circuit d'eau fermé. Le débit d'entrée est réglé de façon à produire une zone légère de turbulence permettant une distribution aléatoire des particules en suspension. Les réflexions résultant des impulsions ultrasonores successives sont moyennées sur 1024 acquisitions, permettant autant de tirages aléatoires pour évaluer les propriétés effectives des particules en suspension dans le fluide hôte. La dernière étape concerne le pilotage de la chaîne d'instrumentation à l'aide d'un code Python permettant l'acquisition des signaux moyennés via l'oscilloscope (Figure 2). De plus les informations de température et de débit sont converties en tension et acquises dans le même temps que les signaux ultrasonores. Ces données sont ensuite converties et sauvegardées au format CSV. Enfin, ces signaux sont traités afin d'en extraire les informations faisant l'objet de l'étude présentée, c'est-à-dire déterminer deux propriétés effectives d'intérêt pour caractériser les particules en suspension : l'atténuation et la vitesse et leur dépendance fréquentielle.

Afin de régler la température de consigne, deux thermistances « Holux » sont installées à l'intérieur de la grande cuve, et la stabilisation de la température est mesurée via une sonde Pt100 et une instrumentation dédiée (pont de Wheatstone et amplificateur différentiel). La sortie de cette instrumentation est connectée sur une voie spécifique de l'oscilloscope. De même, un débitmètre a été équipé d'une instrumentation dédiée afin de permettre une acquisition sur une voie spécifique de l'oscilloscope.

Du point de vue de la circulation fluide, un filtre avec un double maillage à l'échelle du micromètre est installé à l'entrée de la pompe afin d'empêcher les suspensions de circuler dans la pompe. Parmi les particules étudiées dans le dispositif développé, on s'est intéressé dans un premier temps à des billes de verre de diamètre [425 ; 600] µm, dont les propriétés acoustiques garantissent un bon contraste acoustique, et les propriétés géométriques une sphéricité calibrée. Ces particules font ainsi l'objet de la discussion dans la partie des résultats.

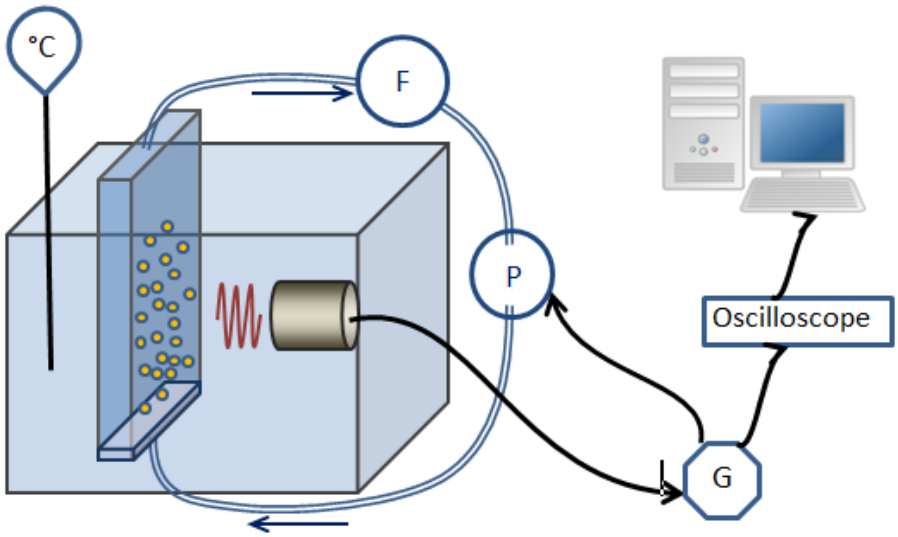


Figure 2. Dispositif expérimental développé : transducteur ultrasonore (ER), GBF (G), pompe (P), filtre (F), débitmètre (D), sonde de température Pt100 (T), résistance chauffante (R).

IV. Résultats

A. Méthode expérimentale

L'acquisition des signaux ultrasonores, la mesure de température et la mesure de débit sont établies par un code Python adapté et programmé pour l'oscilloscope Yokogawa. Ainsi, les échos (B et C) qui permettent d'extraire les propriétés ultrasonores des suspensions (Figure 3) sont ceux utilisés par la suite. Pour illustration, un signal temporel acquis est représenté (Figure 4) et fait apparaitre plus distinctement les échos d'intérêt (B et C).

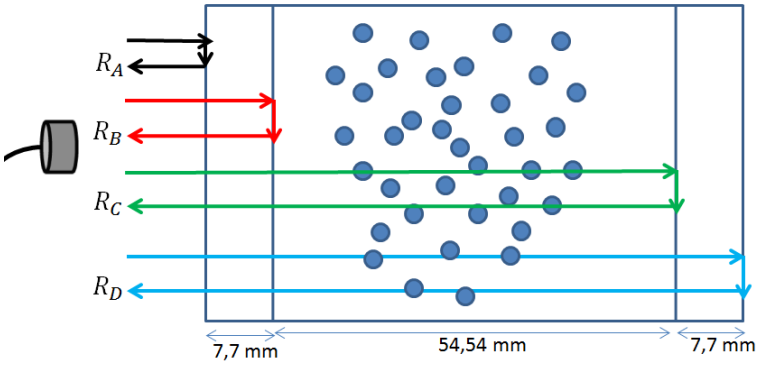


Figure 3. Principaux échos d'intérêt pour l'extraction d'informations relatives aux suspensions.

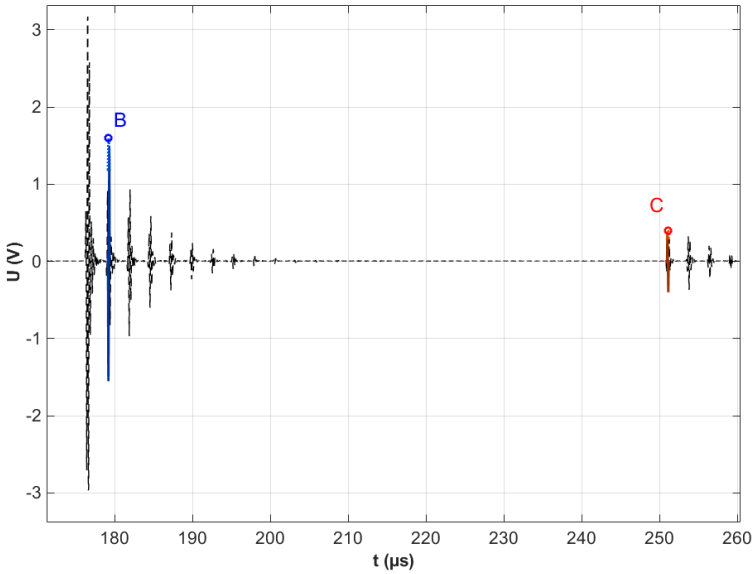


Figure 4. Signaux temporels reçus après réflexions aux interfaces :
échos de la première paroi (170 à 210 µs) et de la seconde paroi (250 à 290 µs).

Sur la base des signaux temporels acquis, illustrés par la Figure 4, les échos d'intérêt $s_B(t)$ et $s_C(t)$ sont identifiés afin d'en extraire l'information qui fait l'objet de la présente étude. Ainsi, le temps de vol entre les échos $s_B(t)$ et $s_C(t)$ renseigne sur la vitesse effective c_{eff}, et le rapport des amplitudes les échos $s_B(t)$ et $s_C(t)$ renseigne sur l'atténuation effective α_{eff} du fluide hôte avec des particules en suspension.
Pour plus d'information sur l'aspect dispersif de la propagation, un traitement fréquentiel des signaux temporels acquis est mis en œuvre via Matlab. Ainsi, les spectres complexes $S_B(f)$ et $S_C(f)$ des échos d'intérêt $s_B(t)$ et $s_C(t)$ sont calculés par FFT (*fast Fourier transform*, *FFT*) et leur module est illustré par la Figure 5.
Les caractéristiques ultrasonores effectives sont évaluées à partir des spectres obtenus par FFT : l'atténuation et la vitesse et leur dépendance fréquentielle sont calculées autour de la fréquence centrale et dans la bande passante du transducteur ultrasonore.

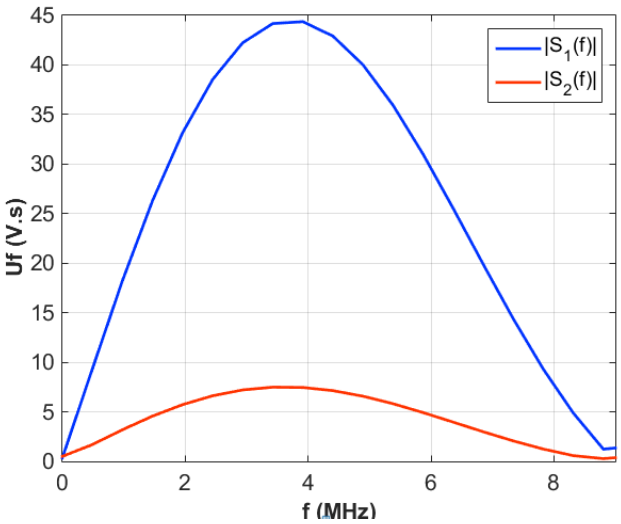


Figure 5. Spectres $S_B(f)$ et $S_C(f)$ résultants des échos $s_B(t)$ et $s_C(t)$ respectivement.

Sur la base de travaux antérieurs [16], les traitements adaptés à notre configuration d'étude sont détaillés ci-dessous. L'atténuation effective $\alpha_{eff}(f)$ en fonction de la fréquence est donnée par :

$$\alpha_{eff}(f) = -\frac{1}{2L}\left(\frac{1}{\left|r_{12}^2 - 1\right|}\frac{S_C(f)}{S_B(f)}\right) \quad (1)$$

où L = 54.54 mm est la distance interne entre les parois hébergeant le milieu effectif, i.e. distance parcourue par les ondes ultrasonores et r_{12} est le coefficient de réflexion entre les milieux 1 et 2, i.e. le verre et l'eau.

La vitesse effective $c_{eff}(f)$ en fonction de la fréquence est déduite du déroulage de phase de la différence de phase entre les spectres $S_B(f)$ et $S_C(f)$, i.e. $\theta_{CB}(f) = \mathrm{Arg}(S_B(f) / S_C(f))$:

$$c_{eff}(f) = \frac{4\pi f L}{\theta_{CB}(f) + n\pi} \quad (2)$$

où n (sans unité) est un coefficient d'ajustement du déroulage de phase, basé sur une estimation par temps de vol entre les échos $s_B(t)$ et $s_C(t)$.

B. Résultats expérimentaux

Dans cette partie, les résultats de mesure sont présentés. Les dépendances fréquentielles de l'atténuation (équation (1)) et de la vitesse (équation (2)) sont illustrées dans notre cas d'étude. Ainsi, les échos relevés $s_B(t)$ et $s_C(t)$ montrent des variations sensibles aux configurations étudiées, avec des fractions volumiques : V_f = {0,33% ; 0,66% ; 1%} de billes de verre en suspension dans l'eau, illustrant l'influence de la concentration en particules. Les figures (6) et (7) montrent respectivement la variation de l'atténuation effective $\alpha_{eff}(f)$ et de la vitesse effective $c_{eff}(f)$ en fonction de la fréquence pour 3 différentes concentrations ou fractions volumiques : V_f = {0,33% ; 0,66% ; 1%} en fixant la température à 32°C et le débit à 18,9 L/min.

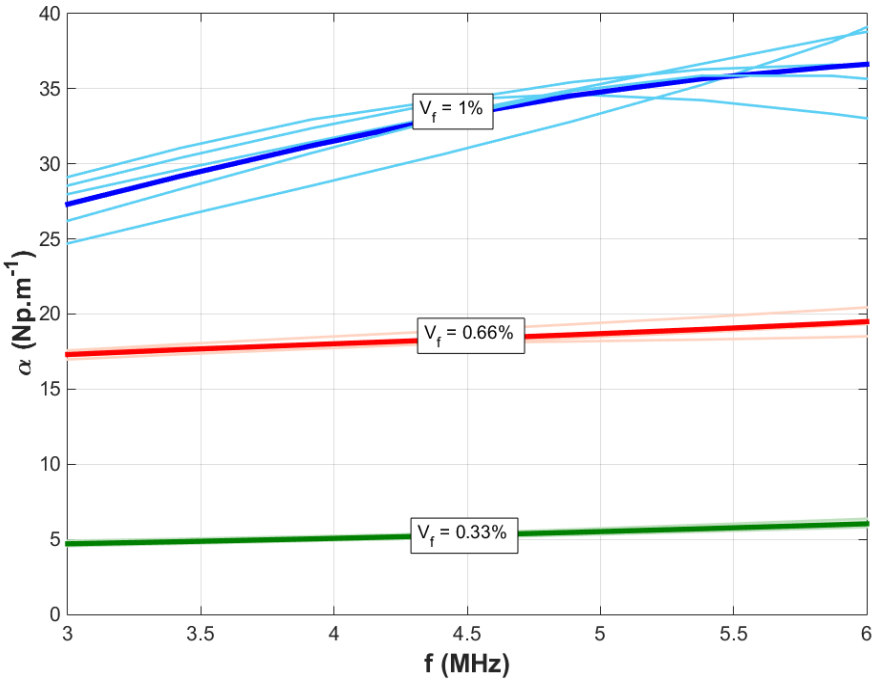


Figure 6. Atténuation $\alpha_{eff}(f)$ en fonction de la fréquence pour différentes fractions volumiques V_f.

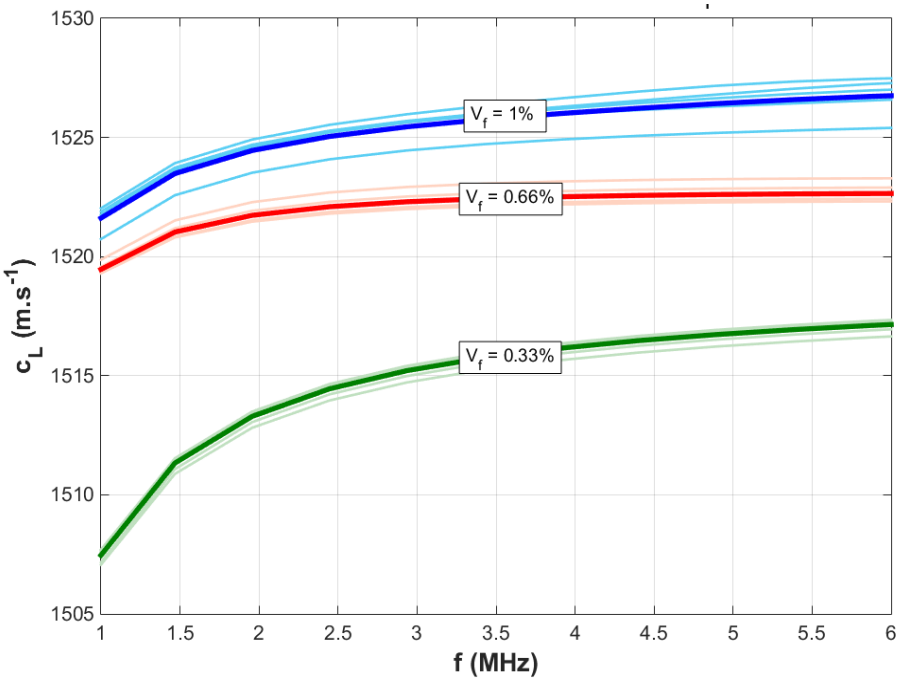


Figure 7. Vitesse $c_{eff}(f)$ en fonction de la fréquence pour différentes fractions volumiques V_f.

C. Résultats numériques

Après avoir validé les résultats expérimentaux et montré leur reproductibilité, l'étape suivante consiste à proposer un modèle numérique adapté à notre cas d'étude. Aussi dans un premier temps, des modèles classiques basés sur la moyenne des effets de diffusion multiple par des suspensions uniformément réparties sont utilisés : « Théorème de la diffusion multiple » [17] (*Multidiffusion Scattering Theory*, *MST*). Ainsi, les travaux de Tsuji *et al.* en 2019 [16] présentent différents modèles, développés, traités et configurés pour notre cas d'étude : Waterman et Truell [2], Lloyd et Berry [18], Ma et al. [19], représentés respectivement par les indices *WT*, *LB* et *Ma*.

$$\left(K_{WT}/k_1\right)^2 = (1+V_f a)(1-3V_f b) \tag{3}$$

$$\left(K_{LB}/k_1\right)^2 = (1+V_f a)(1-3V_f b)+6V_f^2 b^2 \tag{4}$$

$$\left(K_{Ma}/k_1\right)^2 = \frac{(1+V_f a)(1-V_f b)}{(1+2V_f b)} \tag{5}$$

où
$$\begin{cases} a = \dfrac{-3iA_0}{(k_1R)^3} \\ b = \dfrac{+3iA_1}{(k_1R)^3} \end{cases} \tag{6}$$

et A_0 et A_1 sont les coefficients de diffusion monopole et dipôle :

$$\begin{cases} A_0 = \dfrac{+i(k_1R)^3}{3}\left(\dfrac{\rho_1 k_2^2}{\rho_2 k_1^2}-1\right)-k_1^2 R c_1 T \rho_1 \Gamma_1 H\left(\dfrac{\beta_1}{\rho_1 C_{p1}}-\dfrac{\beta_2}{\rho_2 C_{p2}}\right)^2 \\ A_1 = \dfrac{-i\left(k_1R\right)^3}{3}\left(\dfrac{\rho_1-\rho_2}{2\left(\rho_2-\rho_1\right)/\left(1+3\left(1+i\right)\varepsilon_v/2R+3i\varepsilon_v^2/2R^2\right)+3\rho_1}\right) \end{cases} \tag{7}$$

Le coefficient H est une fonction des épaisseurs de couches limite thermiques δ_{t1} et δ_{t2} :

$$H = \frac{1}{\dfrac{1}{1-iz_1}-\dfrac{\Gamma_1}{\Gamma_2}\dfrac{\tan(z_2)}{\tan(z_2)-z_2}} \tag{8}$$

où
$$z_{\{1,2\}} = (1+i)\frac{R}{\delta_{t\{1,2\}}} \tag{9}$$

et
$$\delta_{t\{1,2\}} = \sqrt{\frac{2\Gamma_{\{1,2\}}}{\omega\rho_{\{1,2\}}C_{P\{1,2\}}}} \tag{10}$$

Ces trois modèles sont implémentés via Matlab avec les paramètres correspondants aux propriétés thermiques et mécaniques des deux phases étudiées : particules solides en suspension et fluide visqueux hôte (densité, concentration des suspensions, coefficient d'expansion, conductivité thermique, rayon des particules…). Les résultats donnés par ces modèles numériques montrent les dépendances fréquentielles de l'atténuation (Figure 8) et de la vitesse (Figure 9). Malgré des tendances similaires (augmentation avec la fréquence), ces résultats numériques ne coïncident pas avec nos résultats expérimentaux. Les raisons en seront analysées dans la discussion.

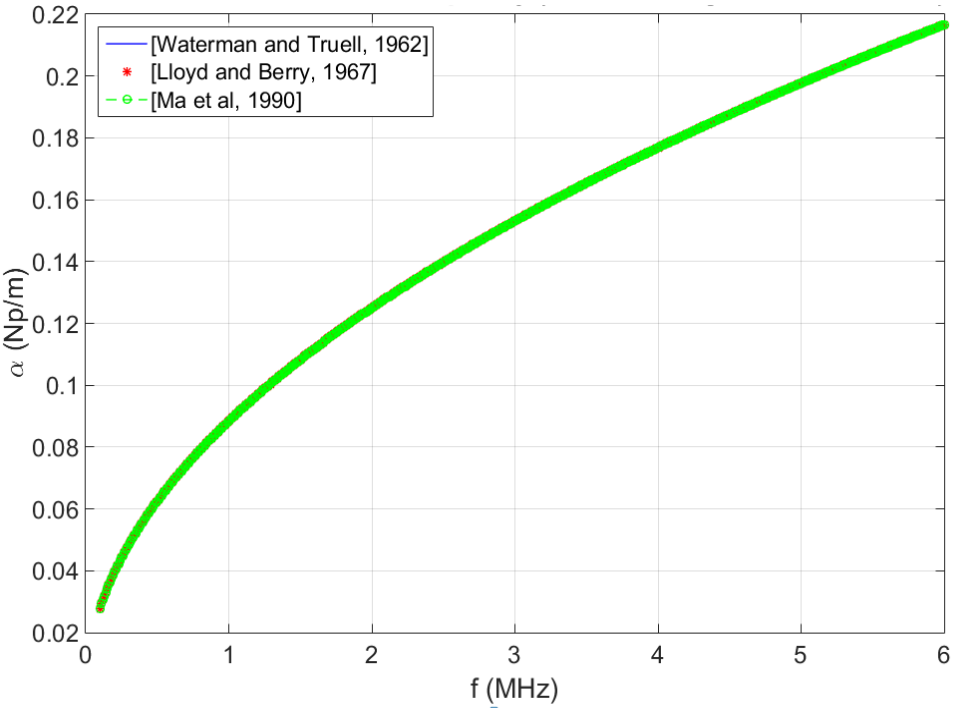


Figure 8. Atténuation $\alpha_{eff}(f)$ en fonction de la fréquence.

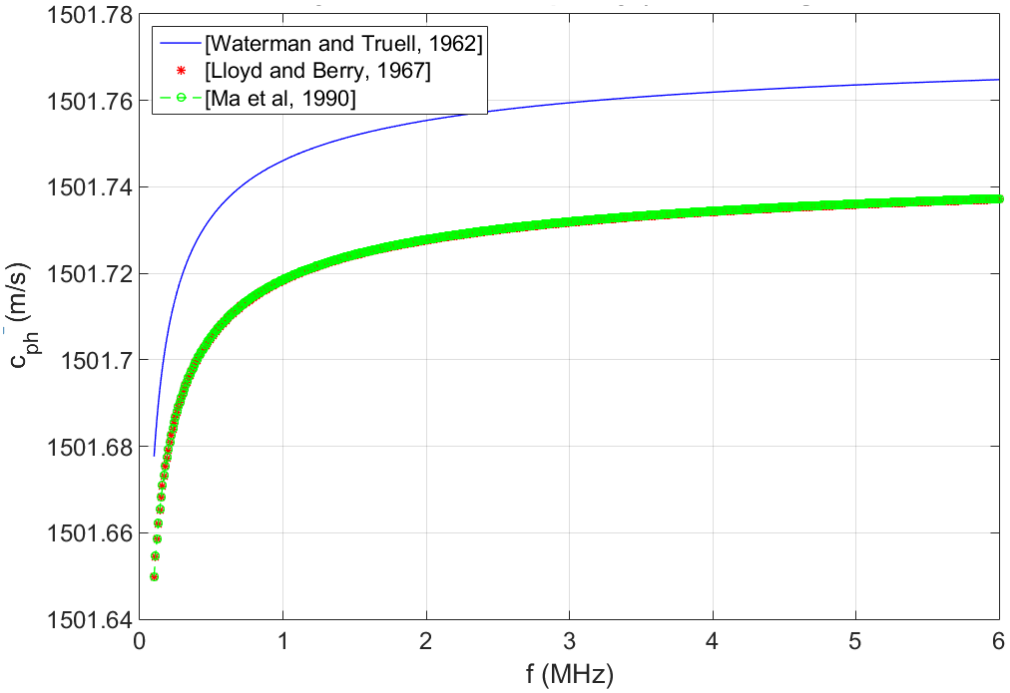


Figure 9. Vitesse $c_{eff}(f)$ en fonction de la fréquence.

Discussion

Expérimentalement, les résultats de mesure ont permis de mettre en évidence une sensibilité des paramètres ultrasonores effectifs, i.e. l'atténuation effective $\alpha_{eff}(f)$ et la vitesse effective $c_{eff}(f)$. Les valeurs effectives mesurées à la fréquence centrale du transducteur $f_0 = 5.0$ MHz augmentent avec la concentration des microbilles de verre, avec $\alpha_{eff} = [6\ ;\ 35]$ Np/m et $c_{eff} = [1516\ ;\ 1528]$ m/s respectivement pour des concentrations $V_f = [0{,}33\ ;\ 1]$%. Ainsi, la concentration de particules se révèle être un paramètre d'influence important sur les caractéristiques ultrasonores et donc très intéressant pour évaluer les concentrations de particules en suspensions. De plus, les incertitudes de mesure relativement faibles permettent de valider la reproductibilité des résultats mesurables par le dispositif expérimental développé.

Numériquement, les résultats obtenus par les modèles développés ne sont pas en accord avec nos résultats expérimentaux. Les variations obtenues sont peu significatives au niveau de l'atténuation et la vitesse ce qui peut être expliqué par le fait que l'hypothèse principale $k_1R < 1$ (*short wavelength regime*) n'est pas vérifiée. Le produit $k_1R > 1$ de notre étude expérimentale ne vérifie pas l'hypothèse de petite longueur d'onde sous-jacente aux modèles MST tels qu'ils ont été développés jusqu'alors.

V. Conclusion

Dans ce travail, on s'est intéressé à la caractérisation ultrasonore des propriétés effectives de billes de verre de diamètre [425 ; 600] µm maintenues en suspension dans l'eau. Les résultats présentés se situent dans une gamme de fréquence correspondant à la bande passante du transducteur ultrasonore, de 1 MHz à 6 MHz. Les résultats expérimentaux ont permis de mettre en évidence que l'atténuation effective $\alpha_{eff}(f)$ présente une légère tendance linéaire avec la fréquence, à 6 Np/m pour $V_f = 0{,}33$% et 35 Np/m pour $V_f = 1$%. De façon semblable, la vitesse effective $c_{eff}(f)$ augmente de 1516 m/s pour $V_f = 0{,}33$% et atteint 1528 m/s pour $V_f = 1$%. Ainsi, on a pu relever que la concentration a une influence très importante sur les caractéristiques ultrasonores : l'atténuation et la vitesse sont des paramètres très sensibles et donc pertinents pour quantifier la concentration de particules en suspensions. De plus, les incertitudes de mesure obtenues sur 5 mesures ont été évaluées et restant relativement faibles. Ainsi, le dispositif expérimental mis en œuvre et la méthodologie développée ont permis de valider un protocole de caractérisation de propriétés ultrasonores effectives pour des particules solides en suspension dans un fluide visqueux.

En perspective, des études paramétriques déjà menées avec succès sur l'influence de la température et du débit, restent à présenter dans de futurs travaux. Par ailleurs, d'autres types de microparticules telles que des particules de Rilsan (polyamide) et des sédiments feront l'objet d'études similaires. De plus, d'autres modèles numériques restent à mettre à mettre en œuvre pour obtenir une configuration bien adaptée à notre cas d'étude de suspensions de taille micrométrique et de faible concentration.

Références

[1] Epstein P., & Carhart R. R., (1953). "The absorption of sound in suspensions and emulsions. I. Water fog in air", Journal of the Acoustical Society of America, vol. 25, p. 553-565.

[2] Truell P. C., (1962). "Multiple scattering of wave", J. Math. Phys., vol. 2., p. 512-537.

[3] Forrester D. M., Huang J., & Pinfield V. J., (2016). "Characterisation of colloidal dispersions using ultrasound spectroscopy and multiple-scattering theory inclusive of shear-wave effects". Chemical Engineering Research and Design, vol. 114, p. 69-78.

[4] Maa J. P. Y., Sun K. J., He Q., (1997), "Ultrasonic characterization of marine sediments", Marine Geology, vol. 141, p. 183-192.

[5] Wang J. *et al.* (2019), "Review on the treatment of organic pollutants in water by ultrasonic techniques", Ultrasonics Sonochemistry, vol. 55, p. 273-278.

[6] Mohammadi *et al.* (2014), "Ultrasonic techniques for the milk production industry", Measurement, vol. 58, p. 93-102, (doi.org/10.1016/j.measurement.2014.08.022).

[7] Vahdat A. S. *et al.* (2013), "Ultrasonic approach for viscoelastic and microstructure characterization of granular pharmaceutical tablets", International Journal of Pharmaceutics, vol. 454, p. 333-343.

[8] El Kadi Y. A., Moudden A., Faiz B., Maze G. & Decultot D. (2013), "Ultrasonic monitoring of fish thawing process optimal time of thawing and effect of freezing/thawing", Acta Sci Pol Technol Aliment, vol. 12, p. 273-82. PMID: 24584956.

[9] Hunter T., Peakall J., & Bigg, S., (2011). "Ultrasonic velocimetry for the in situ characterisation of particulate settling and sedimentation", Minerals Engineering, vol. 24, p. 416-423.

[10] Gray J., & Landers M., (2014). "Measuring suspended sediment". Comprehensive Water Quality and Purification, vol. 12, p. 159-204.

[11] Becker J., Jacobs L. J. & Qu J., (2003), "Characterization of cement-based materials using diffuse ultrasound", Journal of engineering mechanics, vol. 129, p. 1478 (doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:12(1478).

[12] Zhang J., Qin L. & Li Z., (2009), "Hydration monitoring of cement-based materials with resistivity and ultrasonic methods", Materials and Structures, vol. 42, p. 15-24.

[13] Schmitt P., Pallares A., Francois P., & Pons M. (2010). "Suspended particles in wastewater: acoustical characterization and modeling", Proceedings of the 7th International Symposium on Ultrasonic Doppler Methods for Fluid Mechanics and Fluid Engineering, vol. 7, p. 43-46.

[14] Meng, R. F., Zhou J. W., Ye X. Q., & Liu Q. H., (2012), "On-line monitoring of yogurt fermentation using acoustic impedance method", Applied Mechanics and Materials, vol. 101-102, p.737-742 (doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.101-102.737).

[15] Dukhin A. S., & Goetz P. J. (2004). "Ultrasound for characterizing colloids: Particle Sizing, Zeta Potential, Rheology", ACS Symposium Series, vol.15, p. 91-120.

[16] Tsuji K., Norisuye T., Nakanishi H., Tran-Cong-Miyata Q., (2019). "Simultaneous measurements of ultrasound attenuation, phase velocity,thickness and density spectra of polymeric sheet", Ultrasonics, vol. 99, p. 105974.

[17] Mc Clements D. J., *et al.* (1996). "Ultrasonic measurements in particle size analysis". Encyclopedia of analytical chemistry, vol. 54, p. 1-8.

[18] Berry P. L. (1967). "Wave propagation through an assembly of spheres". Proc. Phys. Soc. London, vol. 91, p. 678-688.

[19] Ma Y., Varadan V. K., Varadan V.V., (1990). "Comments on ultrasonic propagation in suspension", Journal of the Acoustical Society of America, vol. 87, p. 2779-2782.

Effet des granulats en caoutchouc sur les propriétés Rhéologiques et Mécaniques des matériaux cimentaires

Haddad O.[1], Kaci S.[2], Messaoudi F.[3]

[1] *Laboratoire de Modélisation de Matériaux et Structure, Département de Génie Civil, Université de Tizi-Ouzou, Algérie.*

[2] *Département d'Architecture, Université d'Alger 1, Algérie.*

[3] *Département de Génie Civil, Université de Blida, Algérie.*

RESUME. L'accumulation des déchets de caoutchouc, tels que les pneus usagés, constitue une ressource potentielle en granulats. Le caoutchouc par sa nature présente des propriétés assez différentes de celles des granulats naturels, donc si on souhaite les utiliser dans le secteur de la construction c'est pour produire des bétons spécifiques. Par les résultats de cette étude, il a été démontré que l'introduction de ces granulats en substitution à une quantité de granulats naturels engendre une baisse de résistance à la compression des nouveaux bétons. Ces bétons deviennent de plus en plus légers. En dessous d'un certain seuil de substitution, la résistance à la compression reste raisonnable. Les mortiers composés de ces granulats ont eu un comportement de plus en plus fluide sans ajout d'eau ni d'adjuvants, propriété rhéologique souvent recherchée dans les nouveaux bétons.

Mots-clefs. déchets de caoutchouc, bétons légers, fluidité, résistance à la compression.

I. INTRODUCTION

Le secteur du bâtiment reste un des grands consommateurs des granulats naturels alluvionnaires ou de carrières. L'extraction de ces derniers devient de plus en plus coûteuse, mais surtout nuisible à l'environnement. Pour s'inscrire dans une démarche du développement durable, il devient essentiel de trouver des ressources alternatives aux granulats naturels comme les déchets de la construction, les déchets industriels et de l'automobile comme le caoutchouc des pneus usagés. Les pneus usagés constituent une ressource potentielle en granulats (Eldin, 1993). Ces granulats de caoutchouc ont fait l'objet de nombreuses recherches dans de nombreux laboratoires et leur utilisation dans le béton conduit à un composite plus léger, plus résistant aux chocs, plus ductile (Alam, 2015). D'autres recherches montrent que ces granulats inertes incorporés dans des matrices de ciment phosphatiques de calcium réduisent la résistance aux hautes températures mais améliorent la résistance au gel-dégel. Ces composites de matrices de ciment aux granulats de caoutchoucs présentent une capacité de déformation et une énergie de rupture plus élevées mais à l'inverse une conductivité thermique plus faible que celles des mêmes matrices sans granulats de caoutchoucs (Chimed, 2023). Enfin concernant le retrait au séchage, aucun problème spécifique ne se présente pour les bétons comprenant des granulats de caoutchouc (Chimed, 2023).

Le caoutchouc par sa nature présente des propriétés assez différentes de celles des granulats naturels, donc si on souhaite les utiliser dans le secteur de la construction c'est pour produire des bétons spéciaux. C'est dans cet esprit que s'inscrit l'objectif de cette étude.

Le présent travail a pour but d'étudier les potentialités de l'incorporation des particules de caoutchouc dans des matériaux cimentaires en vue de l'utilisation du composite élaboré dans des applications diverses. On s'est intéressé à trois aspects des bétons : rhéologie des mortiers à l'état frais, masse volumique réelle des bétons et résistance à la compression à 28 jours. Les essais sont menés sur des compositions formulées avec différents pourcentages de substitutions des Granulats Naturels (GN) par des Granulats en Caoutchouc (GC).

Plusieurs études s'intéressent aux différentes possibilités du recyclage des pneus usagés et de leurs effets sur diverses propriétés des bétons. Son utilisation sous forme de poudre a pour objectif de minimiser leur impact négatif sur les propriétés mécaniques des bétons (Benazzouk, 2007).

D'autres études ont prouvé que l'introduction de ce matériau dans le béton réduit le transfert des ions chlore dans le béton (Oikonomou, 2009). De même, il a été démontré que l'utilisation des cendres obtenues de l'incinération des pneus comme addition minérale réduit la porosité des mortiers (Al-Akhras, 2004).

D'autres travaux ont également montré l'importance de ces granulats sur le comportement des bétons en conditions sévères, notamment les cycles de gel/dégel ou bien à très hautes températures (Hermandez-Olivares, 2000).

II. MATERIAUX

Le ciment utilisé est de type CPJ- CEM II/B 42,5 N produit par LAFARGE. Pour la partie rhéologie on a utilisé le super plastifiant haut réducteur d'eau MEDAPLAST SP 40, produit par Granitex. Il est dosé par rapport à la masse du ciment.

Granulats : Les GN ont une forme semi-concassée, ils sont de deux classes granulaires : sable 0/3 (GN 0/3) et gravier 3/10 (GN 3/10). Les GC sont fournis prêt à l'emploie, ils sont de formes et de tailles régulières (2 à 3,16 mm), issus des pneus usagés, transformés industriellement pour être utilisés dans le secteur des voiries. Dans la figure 1 sont représentées les courbes des trois granulats.

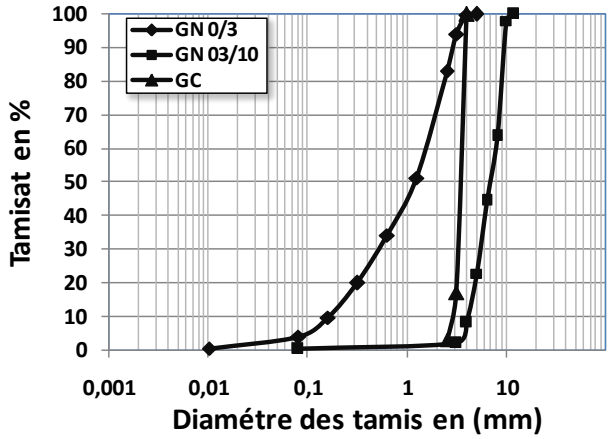


FIGURE 1. Courbes granulaires des GN et GC.

Les résultats de caractérisation des masses volumiques réelles (Mv) des granulats sont donnés dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Masses volumiques des granulats (g/cm3)

	Sable 0/3	*GN 3/10*	*GC*
Mv	2,68	2,64	1,04

La Mv des GC est de 1,04, elle est inférieure de plus de la moitié de celle des GN (≅2,60).

III. FORMULATION DES ESSAIS

Pour la partie masse volumique et résistance on a travaillé sur des bétons ; pour la rhéologie on a travaillé sur des mortiers.

A. Formulation des bétons

Pour bien mener l'étude comparative, on a formulé des bétons à mêmes volumes de pâte, mêmes volumes granulaires, mêmes rapport G/S (proche de 1) et mêmes quantités de ciment (350 kg), même rapport E/C (0,5) [10, 11]. Le diamètre maximal des granulats est de 10 mm. En respectant ces critères on a alors calculé la composition du béton de référence (BR).

Les autres compositions sont calculées en faisant une substitution volumique des GN 0/3 et GN 3/10 par le même volume en GC, tous les autres paramètres de composition sont maintenus constants [10, 11]. Ainsi le B10GC est composé de 10 % de GC et de 90 % de GN. Les compositions de 1 m^3 de béton sont données dans le tableau 2.

TABLEAU 2. Masses granulaires des bétons (kg/m3)

	GN 0/3 (Kg/m³)	GN 3/10 (Kg/m³)	GC Kg/m³)	Ciment (Kg/m³)	Eau (L/m³)
BR	825	825	0	350	175
B05GC	784	784	25	350	175
B10GC	743	743	51	350	175
B15GC	702	702	76	350	175
B20GC	661	661	102	350	175
B20GC	578	578	153	350	175

B. Formulation des mortiers

Pour distinguer l'effet de la nature des granulats de celui de la taille des granulats sur la rhéologie des produits, on a choisi de travailler uniquement avec du sable. Les compositions étudiées sont données dans le tableau 3.

On a gardé le même principe de formulation que dans le cas des bétons. Substitution volumique du GN 0/3 par les GC. Rapport E/C égale à 0,5. Quantité de ciment constante égale à 250 g. Les pesées du mortier de référence (MR) correspondent à celle d'un mortier normalisé [10]. Pour le cas de cette étude on a introduit le superplastifiant, et nous avons utilisé le GN 0/3.

TABLEAU 3. Masses granulaires des mortiers (gr)

	GN0/3	GC	Ciment	Eau (ml)
MR	1350	0	250	125
M05GC	1283	5	250	125
M10GC	1215	9	250	125
M15GC	1147	14	250	125
M20GC	1080	19	250	125
M25GC	1013	23	250	125
M30GC	945	28	250	125
M35GC	878	33	250	125
M40GC	810	37	250	125

C. Expérimentations

Trois éprouvettes cylindriques de bétons sont confectionnées (diamètre de 10 cm, hauteur de 20 cm). Avant écrasement les éprouvettes sont pesées. La presse utilisée pour mesurer la résistance à

la compression est d'une capacité maximale de 2000 KN, une vitesse de chargement de 0,5 MPa/s. La résistance en compression a été évaluée suivant la norme NF P 18-406.

La rhéologie des mortiers est testée par le mini-cône à mortiers (échelle ½ du cône d'Abrams). Les essais sont réalisés deux fois

IV. RESULTATS ET INTERPRETATION.

A. Masses volumiques des bétons

Les valeurs présentées dans le tableau 4 représentent les moyennes obtenues sur trois valeurs.

TABLEAU 4. Masses volumiques des bétons

	Mv (kg/m³)	% de baisse
BR	2360	0
B05GC	2330	1
B10GC	2270	3
B15GC	2210	6
B20GC	2150	8
B30GC	2050	13

Le pourcentage de baisse de la Mv est calculé par rapport à celle du BR. Les Mv sont représentés sur la figure.2 sous forme d'un histogramme.

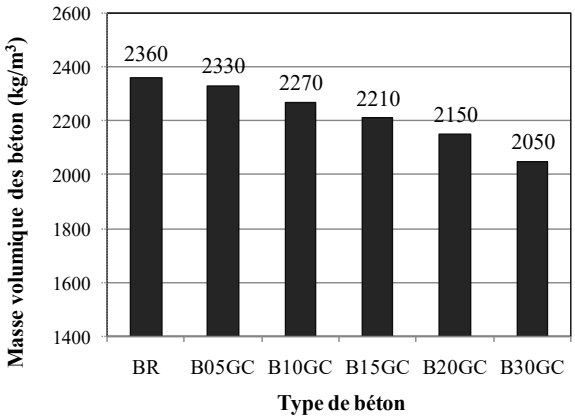


FIGURE 2. Mv des bétons en fonction du % de GC

On constate que l'augmentation du pourcentage des GC engendre une baisse de la masse volumique des bétons. Plus le % en GC augmente plus le béton devient léger.

La Mv est passée de 2360 kg/m³ pour le BR à 1930 kg/m³ pour le B40GC, soit une baisse de d'environ 18 %.

B. Résistances à la compression à 28 jours

Les résistances mécaniques moyennes obtenues sur les trois éprouvettes sont données dans le tableau V.

TABLEAU 5. Résistances à la compression des bétons.

	Résistance (MPa)	% de baisse
BR	32	0
B05GC	28	13 %
B10GC	23	28 %
B15GC	19	40 %
B20GC	16	49 %
B30GC	13	59 %

Les résultats sont représentés sous forme d'histogramme (voir fig. 3), l'écart type des mesures est schématisé par une barre d'erreur.

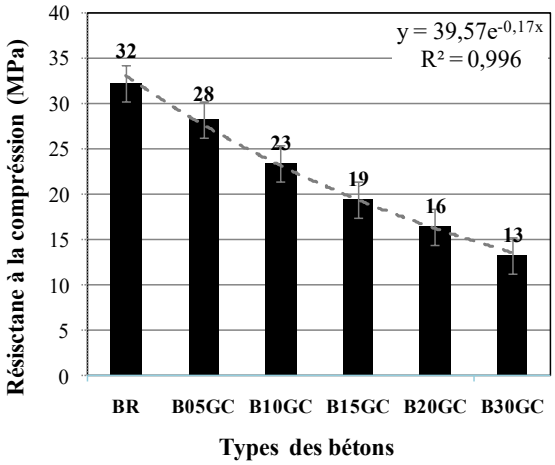


FIGURE 3. Résistances à la compression à 28 jours en fonction du % de GC

La résistance des bétons diminue considérablement avec l'augmentation du pourcentage en GC. On passe d'une résistance à 28 jours de 32 MPa pour le BR à une résistance de 9 MPa pour le B40GC, soit une baisse de 71 %. La baisse des résistances peut être représentée par une loi exponentielle, la formule est donnée sur la figure 3.

Il est bien de souligner que pour les bétons à moins de 20 % de GC on a eu des résistances assez bonnes en comparaison au BR. En effet, à 15 % de substitution le béton a plus de 20 MPa, ce qui n'est pas négligeable, d'autant plus que ces bétons sont plus légers que le BR.

C. Résultats de rhéologie des Mortiers

Les moyennes des mesures d'étalement et d'affaissement obtenues sur les deux essais sont présentées dans le tableau 6.

TABLEAU 6. Étalement et affaissement des mortiers

	Étalement (cm)	Affaissement (cm)
MR	19	11
M05GC	21	12
M10GC	24	12
M15GC	29	13
M20GC	36	14
M25GC	37	14
M30GC	39	14
M35GC	42	14
M40GC	*	*

* Problèmes de ségrégation.

Sur la figure 4 on a représenté les valeurs d'étalement sous forme d'un histogramme.

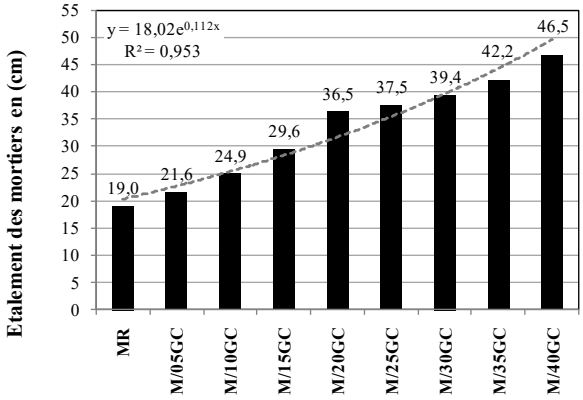


FIGURE 4. Étalement des mortiers en fonction du % de GC

D'après la figure 4 on constate que l'augmentant du % en GC engendre une augmentation de l'étalement des mortiers. La courbe de tendance de l'évolution de l'étalement en fonction du % en GC est de type exponentiel. Au-delà de 35 % en GC, l'augmentation de l'étalement est de plus en plus grande et tend vers des valeurs importantes, qui en réalité sur le mortier traduisent une ségrégation : séparation de la phase solide du mortier de la phase liquide.

Sur la figure 5 ci-dessous on a représenté les valeurs d'affaissement sous forme d'un histogramme.

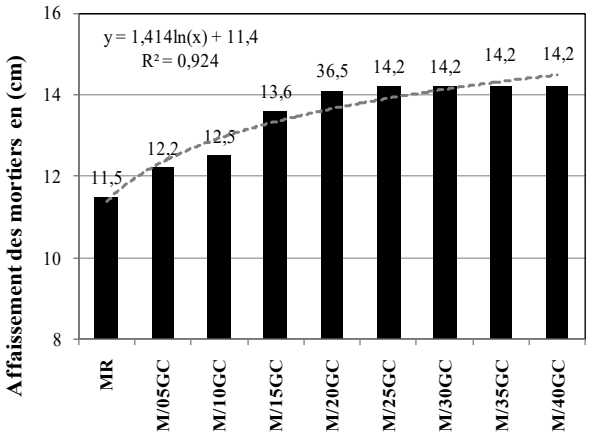


FIGURE 5. Affaissement des mortiers en fonction du % de GC

D'après la figure 5 on constate que l'affaissement des mortiers augmente avec l'augmentation du % des GC. La courbe tendance de cette augmentation est de type logarithmique. Au-delà de 25 % en GC l'affaissement se stabilise est tend vers une constante (14 cm) correspondant à un affaissement total du mortier. Le mortier devient dans ces cas là auto plaçant.

Cette hausse de la fluidité (étalement et affaissement) en fonction du % en GC est liée au fait, plus on met de GC moins on met de GN et au final plus la quantité d'eau disponible à l'intérieur du mortier est importante. Cette augmentation de la quantité d'eau est due au fait que les granulats en caoutchouc n'absorbent pas l'eau contrairement aux granulats naturels qui eux absorbent l'eau, et par conséquent il y a donc moins d'eau disponible pour fluidifier le mortier dans le cas où le % de GN est grand.

V. CONCLUSION

L'objectif principal de notre travail est d'étudier les potentialités de l'incorporation des granulats en caoutchouc dans les matériaux cimentaires. Les résultats obtenus nous ont permis de conclure ce qui suit :

L'utilisation des granulats en caoutchouc dans le béton provoque une baisse des résistances mécanique à 28 jours des bétons. La résistance est inversement proportionnelle au pourcentage de substitution des GN par les GC.

Les bétons à moins de 20% de GC ont des résistances à la compression moyennes entre 20 à 25 MPa. Résultat intéressant, d'autant plus que ces bétons sont plus légers que les bétons de référence. Ces bétons sont prometteurs pour certains aspects de la construction où la résistance élevée n'est pas exigée.

L'étalement et l'affaissement des mortiers augmentent avec l'augmentation du pourcentage des GC. Ce résultat est intéressant au sens où ces granulats nous ont permis d'avoir des mortiers de plus en plus fluides sans apport d'eau ni d'adjuvants. Il sera donc intéressant, d'étudier d'une

manière plus poussée de comment combiner entre cet aspect positif de ces granulats et de leur impact sur la résistance mécanique.

REFERENCES

AFN 196-NF EN 196-1 (Avril 2006). Méthodes d'essais des ciments - Partie 1 : détermination des résistances mécaniques (AFNOR).

Al-Akhras, N. M., Smadi, M. (2004). Properties of tire rubber ash mortar, Cement and Concrete Composites, Vol26, Issue 7, 821-826.

Alam, I., Mahmood, U.A., Khattak, N. (2015). Use of rubber as aggregate in concrete. International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering (IJASGE), 4 (2) 92-96.

Benazzouk, A., Douzane, O., Langlet, T., Mezreb, K., Roucoult, J. M., Quéneudec, M. (2007). Physico-mechanical properties and water absorption of cement composite containing shredded rubber wastes, Cement and Concrete Composites, Vol 29, Issue 10, 732–740.

Chined Azubuike, A. (2023). Thèse de Doctorat : Ciment Phosphatique de Calcium Incorporant de Granulats en Caoutchoucs et de fibres. Univ. Toulouse 3 Paul Sabatier. France.

G. Dreux, G., Festa, J. (2002). Nouveau guide du béton et ses constituants (8ème édition Eyrolles).

Eldin, N., Senouci, A. (1993). Rubber-Tire Particles as A concrète Aggregate. ASCE J. of Mat. in Civil Eng. Vol 5, no. 4, 478-496.

Hernández-Olivares, F., Barluenga, G. (2000). Fire performance of recycled rubber-filled high-strength concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 34, Issue 1, (2004) 109-117.

Khatib, Z. K., Bayomy, F. M. (1999). Rubberized Portland cement concrete, ASCE J. of Mat. in Civil Eng., vol. 11, no. 3, 206–213.

Nevile, A. (2001). Propriétés des bétons, édition Eyrolles.

Oikonomou, N., Mavridou, S. (2009). Improvement of chloride ion penetration resistance in cement mortars modified with rubber from worn automobile tires, Cement and Concrete Composites Vol. 31, Issue 6, 403–407.