



**HAL**  
open science

## Actes de la conférence RUGC2018

Amir Si Larbi

► **To cite this version:**

Amir Si Larbi. Actes de la conférence RUGC2018. RUGC2018, Jun 2018, Saint Etienne, France. 2018. hal-01918006

**HAL Id: hal-01918006**

**<https://hal.science/hal-01918006>**

Submitted on 9 Nov 2018

**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.

# ACTES DE LA CONFERENCE RUGC 2018





**« Les hommes construisent trop de murs et pas assez de ponts. »**

**Isaac Newton (Mathématicien)**

## Le président des RUGC2018

**Professeur Amir SI LARBI**

(LTDS, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint-Etienne, France)



et son Comité d'organisation,

**BOUZIDI Nedjima**

(Université Béjaia, Algérie)

**CLAUDIN Christophe**

(LTDS, ENISE, France)

**FERROUKHI Mohammed**

(LTDS, ENISE, France)

**MESTICOU Zyed**

(LTDS, ENISE, France)

**PAPANICOULAOU Corina**

(Université de Patras, Grèce)

**PLETTO Isabelle**

(LTDS, ENISE, France)

**REBOUL Nadège**

(LMC2, IUT, Lyon 1, France)

**TYSMANS Tine**

(VUB, Belgique)



Avec la collaboration des doctorants Génie Civil du LTDS, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint-Etienne.

## Comité Scientifique AUGC

**Le comité scientifique est composé d'enseignants-chercheurs et chercheurs francophones sélectionnés par l'AUGC pour assurer la qualité scientifique des communications acceptées.**

**AMZIANE Sofiane** (Université Clermont Auvergne / Polytech Clermont Ferrand) –  
Président du CS RUGC  
**ALLOU Fatima** (Centre Universitaire de Génie Civil Egletons - GC2D)  
**AL MAHMOUD Firas** (IJL, IUT Nancy Brabois, CP2S)  
**AMIRI Ouali** (Université de Nantes, GeM)  
**BELARBI Rafik** (Université de la Rochelle, INSIS)  
**BELAYACHI Naima** (Université d'Orléans, PRISME)  
**BERTRON Alexandra** (INSA de Toulouse, LMDC)  
**BONNET Stéphanie** (Université de Nantes, LGCNSN)  
**BOUCHAIR Hamid** (Université Clermont Auvergne / Polytech Clermont Ferrand)  
**BOUZIDI Nedjima** (Université de Béjaia, Algérie)  
**BREYSSE Denys** (Université de Bordeaux, I2M)  
**BRIFFAUD Matthieu** (Université Grenoble Alpes, 3SR)  
**BUI Loan** (Université des transports d'Hanoï, Vietnam)  
**CHERQUI Frédéric** (Université Lyon 1, DEEP)  
**CHOINSKA Marta** (Université de Nantes, GeM)  
**COLLIN Frédéric** (Université de Liège, Belgique)  
**COURARD Luc** (Université de Liège, Belgique)  
**DANTEC Chafika** (IUT Béthune, LGCgE)  
**DAVY Catherine** (Ecole Centrale Lille, LML)  
**DUBUJET Philippe** (Ecole Nationale d' Ingénieurs de Saint-Etienne, LTDS)  
**ESCADEILLAS Gilles** (Université Toulouse III)  
**FABBRI Antonin** (ENTPE)  
**FAVRIE Nicolas** (IUSTI – Marseille)  
**FERRIER Emmanuel** (Université Lyon 1)  
**FERROUKHI Mohammed** (Ecole Nationale d' Ingénieurs de Saint-Etienne, LTDS)  
**FOUCHAL Fazia** (IUT Egletons)  
**GATUINGT Fabrice** (ENS de Cachan)  
**GERARD Pierre** (Université de Liège, Belgique)  
**GRONDIN Frédéric** (Université de Nantes, GeM)  
**JURKIEWIEZ Bruno** (Université Lyon1)  
**KACEM BOUREAU Mariem** (Ecole Nationale d' Ingénieurs de Saint-Etienne, LTDS)  
**KAMALI-BERNARD Siham** (INSA de Rennes)  
**KELLER Thomas** ( EPFL, Suisse)  
**LA BORDERIE Christian** (Université de Pau et des Pays de l'Adour)  
**LACARRIERE Laurie** (Université Toulouse III, LMDC)  
**LACHI Mohammed** (Université de Reims)  
**LAFFRECHINE Katia** (Université Paris Est Marne la Vallée)  
**LAMDAOUAR Nouzha** (Université El Mohamadia, Maroc)  
**LANOS Christophe** (Université Rennes I, LGCGM)  
**LEKLOU Nordine** (Université Polytech Nantes, GeM)  
**LOURENCO Paulo** (Université de Minho, Portugal)  
**MESTICOU Zyed** (Ecole Nationale d' Ingénieurs de Saint-Etienne, LTDS)  
**MICHEL Laurent** (IUT Lyon1, LMC2)

**MORAND Denis** (Université Paris Est Marne la Vallée, Lab'Urba)  
**MIHAYLOV Boyan** (Université de Liège, Belgique)  
**NGUYEN Khuong** (Université des transports d'Hanoï, Vietnam)  
**NOWAMOOZ Hossein** (INSA de Strasbourg GCEICube – GCE)  
**PAPANICOLAOU Corina** ( Université de Patras, Grèce)  
**PERROT Arnaud** (Université de Bretagne Sud, LIMATB)  
**PICANDET Vincent** (Université de Bretagne Sud, LIMATB)  
**RANGEARD Damien** (INSA de Rennes, LGCGM)  
**REBOUL Nadège** (IUT Lyon 1, LMC2)  
**REMOND Sébastien** (Ecole des Mines de Douai, LGCgE)  
**ROUX Sébastien** (IJL, IUT Nancy Brabois, CP2S)  
**ROZIERE Emmanuel** (Université de Nantes, GeM)  
**SAIYOURI Nadia** (Université de Bordeaux, I2M)  
**SALIBA Jacqueline** (Université de Bordeaux, I2M)  
**SAUCE Gérard** (Ecole d'Ingénieurs Polytech' Nice Sophia)  
**SELLIER Alain** (Université Toulouse III, LMDC)  
**SOULI Hanène** (Ecole Nationale d' Ingénieurs de Saint-Etienne, LTDS)  
**TAILLANDIER Franck** (Université de Bordeaux, I2M)  
**TORRENTI Jean-Michel** (IFSTTAR)  
**TOUSSAINT Evelyne** (Université Clermont Auvergne / Polytech Clermont Ferrand)  
**TRABELSI Abdelkrim** (Université Lyon 1, Centre de thermique de Lyon)  
**TURCRY Philippe** (Université de La Rochelle – LASIE)  
**TYSMANS Tine** (VUB, Belgique)  
**VINCENS Eric** (Ecole Centrale Lyon, LTDS)  
**VU Hong Xuan** (Université Lyon1)  
**YOTTE Sylvie** (Centre Universitaire de Génie Civil Egletons - GC2D)





# Aménagement Urbain et Construction Durable

---

# Domego, un jeu sérieux pour l'apprentissage de la gestion d'une opération de construction

Sfiligoï Taillandier Franck<sup>1</sup>, Micolier Alice<sup>1</sup>, Chaplain Myriam<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Univ. Bordeaux, I2M, CNRS UMR 5295, F-33405 Talence, France

---

*RÉSUMÉ. L'enseignement universitaire est mis au défi des nouvelles préoccupations et des particularités des étudiants de la génération Z (post 2000). Il doit s'adapter et trouver de nouvelles façons de s'appliquer pour que la transmission soit optimale. Pour faire face à cet enjeu, nous avons développé Domego, un jeu sérieux destiné à l'enseignement des projets de construction dans les parcours Génie Civil. Ce jeu de plateau à destination des étudiants vise à faire comprendre et apprendre les différents acteurs, les différentes phases et les enjeux liés aux opérations de construction. Pour cela, il place chaque joueur dans le rôle d'un acteur d'une opération de construction devant mener à bien le projet et devant répondre à ses propres objectifs. Domego s'insère dans une séquence pédagogique accompagnant un cours magistral. Il a été utilisé avec succès dans le cadre d'un cours d'introduction au Génie Civil à destination d'étudiants de licence en Sciences de l'Ingénieur. Cet article présente le fonctionnement du jeu ainsi que l'expérimentation qui a été menée.*

*ABSTRACT. University education is challenged by the new preoccupations and distinctive characteristics of Z generation students (post 2000). It must be adapted and find new ways of better transmitting knowledge. To face this challenge, we have developed Domego, a serious game for teaching construction projects in the context of civil engineering studies. This board game, intended to students, aims at helping them to understand and learn the different actors, phases and issues involved in construction operations. To achieve this, each player gets the role of an actor in a construction operation that must carry out the project and meet his own objectives. Domego is part of an educational sequence accompanying a lecture. It has been successfully used in an introductory course in Civil Engineering for undergraduate students in Engineering Science. This article presents the functioning of the game as well as the experimentation that has been carried out.*

*MOTS-CLÉS: jeu sérieux, projet de construction, enseignement innovant, enseignement du Génie Civil.*

*KEYWORDS: serious game, construction project, innovative teaching, civil engineering teaching.*

---

## 1. Introduction

L'enseignement supérieur se voit confronté à l'arrivée d'étudiants ayant des aspirations, des préoccupations et un rapport à la technologie et à l'enseignement différents. La génération Z (naissance après l'an 2000 [OZK 15]), tout comme la génération Y (naissance entre 1980 et 1999 [LIS 16]) à laquelle elle succède, ont connu internet et les smartphones depuis leur jeune âge induisant tout à la fois des effets positifs (collaboration, communication...) et négatifs (difficulté à se concentrer, difficulté à apprendre par cœur...) [ISS 16]. Les cours magistraux ont de plus de plus de mal à rencontrer un écho suffisant auprès de cette nouvelle génération d'étudiants [BAK 07]. Une des réponses à ce problème est la ludification (gamification), qui consiste à utiliser des mécanismes du jeu dans le cadre d'une activité (ici l'enseignement) afin de rendre celle-ci plus attractive [HAM 14], une approche à laquelle se rattache le recours à des jeux sérieux (serious game). Un jeu sérieux est un jeu utilisé à d'autres fins que celle du seul divertissement (apprentissage, entraînement...) [MIC 06]. La littérature atteste de plusieurs avantages des jeux sérieux en termes de motivation, d'engagement, de représentation et compréhension des connaissances, de leur mise en application et de leur apprentissage durable [SAU 07 ; CRO 16].

Les jeux sérieux ont déjà été utilisés avec succès pour l'enseignement de la gestion des risques naturels [ADA 16], de l'informatique [OLI 13], de la sécurité incendie [RUP 11], etc. Mais il y a encore peu d'application, à l'heure actuelle, au domaine du Génie Civil. Pour combler ce manque, nous avons conçu Domego (« Bâtiment » en espéranto), un jeu sérieux visant à faire comprendre et apprendre aux étudiants, les acteurs, les étapes et les enjeux d'une opération de construction. Domego est un jeu de plateau pour 2 à 6 joueurs dans lequel chaque joueur prend le rôle d'un acteur d'une opération de construction. L'objectif des joueurs est double : collectivement, ils doivent faire en sorte que le projet se déroule au mieux et individuellement, ils doivent assurer la pérennité de leur activité en répondant à différents objectifs (faire des bénéfices, assurer leur renommée...). L'enjeu est de placer l'étudiant dans une position active d'acquisition du savoir et d'utiliser la motivation induite par le côté ludique du jeu sérieux pour leur faire acquérir en profondeur des connaissances.

## 2. Présentation de Domego

Domego est un jeu de gestion de ressources, asymétrique, avec un double niveau d'objectif (local et global). Ce double niveau d'objectif permet de faire comprendre aux joueurs l'intérêt de la communication et de la mise en place d'une confiance partagée entre les différents acteurs. Le jeu se décompose en activités (depuis la phase de faisabilité jusqu'à la livraison du bâtiment) et propose différents rôles que peuvent endosser les joueurs. Le matériel se compose de : (a) 12 fiches *Activité*, (b) 6 cartes *Acteur*, (c) 80 cartes *Risque*, (d) 10 cartes *Contrat type*, (e) des cubes de 6 couleurs différentes, représentant les *Ressources* de chaque acteur (chaque acteur étant associé à une couleur spécifique ; bleu pour le maître d'ouvrage, jaune pour le bureau d'étude...), (f) des jetons *Faillite*, (g) des jetons *Négociation échouée*, (h) un sablier de 3 min, et (i) des jetons *kopec* (noté *k*) (monnaie du jeu).

Les cartes *Acteur* sont recto-verso. Sur le recto, sont décrits l'acteur et son rôle dans le projet. Au verso sont données les informations liées au jeu (e.g. objectifs, argent de départ). A chaque *Acteur* est associé une couleur lui permettant de repérer rapidement ses ressources et les actions qu'il devra faire. Les fiches *Activité*, dont la Fig. 1 propose un exemple, composent le cœur de la mécanique de jeu. Elles sont numérotées de 1 à 12 et suivent le déroulement de l'opération de construction, depuis l'étude de faisabilité jusqu'à la livraison du bâtiment. Chaque tour de jeu prend la forme d'une fiche *Activité*. En plus de contenir une description de l'activité, celle-ci précise les acteurs concernés via un code couleur (e.g. le rouge désigne l'entreprise de gros-œuvre et le violet, celle de corps d'état secondaire), les ressources nécessaires à sa réalisation, la durée de l'activité et le nombre potentiel de risques associés. Les ressources demandées peuvent appartenir à trois catégories : les ressources de Base (B), de gestion des Risques (R) et de gestion des Délais (D). Les ressources (B) sont celles requises au minimum afin que l'activité puisse être réalisée. Les ressources (R) permettent de diminuer le nombre de cartes *Risque* à tirer tandis que les ressources (D) permettent de diminuer la durée de l'activité. Ces ressources supplémentaires vont avoir un impact positif pour tous, mais représentent un coût que doit supporter le(s) acteur(s) en question.

**Risque 1 | Risque 2 | Risque 3 | Risque 4**

**8 PREPARATION DE CHANTIER**

Les entreprises doivent préparer le chantier en anticipant tout ce qui sera nécessaire à sa réalisation. Il s'agit de prévoir et d'organiser les différentes interventions, d'établir le planning prévisionnel d'exécution des tâches, les installations de chantier et de prévoir les ressources nécessaires à son déroulement.

**20j**

**Action(s) spéciale(s)**

1k → [Carré violet]      1k → [Carré rouge]

B	R	D
2	2 5 -1R -2R	2 3 4 -1j -2j -5j
B	R	D
2	2 5 -1R -2R	2 3 6 -1j -3j -8j

Fig. 1 : exemple de fiche *Activité*

Tous les tours se déroulent selon le même ordre : (1) s'il y en a, on effectue les actions spéciales, (2) les acteurs concernés affectent des ressources sur l'*Activité*, (3) on tire un nombre de cartes *Risques* équivalent au nombre donné par l'*Activité* (e.g. 4 sur la carte de la Fig. 1) auquel on retranche les risques gérés par les joueurs via les ressources sur (R) (leur effet est immédiatement appliqué), (4) on fait le bilan de l'activité.

Il y a deux actions spéciales par acteur pour toute la durée de la partie : la négociation/contractualisation et la prévision de ressource. La première consiste à un échange de kopecs entre deux acteurs. Par exemple, le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre vont devoir se mettre d'accord sur le budget accordé au second pour réaliser l'ouvrage. Cette phase est chronométrée. Si au bout du temps imparti aucun accord n'a été trouvé, le montant du contrat est tiré au hasard parmi les cartes *Contrat Type* correspondantes et les joueurs concernés perdent des points de victoire. La prévision de ressources consiste, pour l'acteur concerné, à prévoir les ressources dont il aura besoin pour réaliser ses missions dans le projet. Il peut à ce moment acheter des ressources à bas prix (1 ressource = 1 k). Le joueur pourra acheter de nouvelles ressources à n'importe quel moment du jeu, mais à un prix plus élevé (1 ressource = 2 k). Cependant, le joueur ne pourra jamais se faire rembourser des ressources en excédant.

Les cartes risques représentent des aléas impactant le déroulement du projet. Ils sont en majorité négatifs (e.g. accident), mais certains sont neutres (e.g. panne de la machine à café) et certains, plus rares, positifs (e.g. météo très avantageuse). Sur chaque carte risque sont indiquées les conséquences pour le projet et/ou les acteurs concernés (e.g. le *Risque* « Pluie abondantes » entraîne 5 jours de retard sur la phase de terrassement).

Le bilan consiste à définir ce qu'il est advenu lors de l'activité. Cela consiste à remettre à jour le planning et la qualité du projet ; celle-ci augmente en fonction du nombre de risques gérés par les joueurs. Si l'activité qui vient d'être réalisée est la dernière, on peut alors faire suivre ce bilan par le décompte final des points. Pour cela, on évalue le coût, la durée et la qualité du projet, puis chaque joueur calcule ses points de victoire en fonction de ses objectifs. Pour rappel, les objectifs sont différents selon le rôle joué.

### 3. Utiliser Domego dans l'enseignement

Domego vise à faire apprendre plusieurs notions aux étudiants : (a) les phases et les acteurs d'une opération de construction, (b) les enjeux associés à chaque acteur, (c) la conciliation entre intérêt personnel et collectif, (d) l'importance de la gestion des risques, (e) la communication et la concertation entre les acteurs, (f) l'anticipation et de la préparation et enfin (g) la propagation des défaillances d'une phase à l'autre.

Domego peut s'insérer dans une séquence pédagogique afin de rendre son utilisation d'autant plus efficace. La séquence est prévue pour un groupe de 5 à 24 étudiants. Le jeu est conçu pour 2 à 6 joueurs, ainsi, à 24 joueurs, il faudra organiser 4 parties (successive ou en parallèle). Il est conseillé d'avoir un référent (enseignant ou assistant) par partie. Son rôle sera d'assurer la bonne compréhension des règles, de gérer les bilans en fin d'activité, de veiller à ce que les étudiants lisent bien les cartes activités et d'expliquer les risques. Il doit aussi introduire durant le jeu des éléments de connaissances lorsque l'occasion se présente.

La séquence est décomposée en quatre phases : (a) explication du contexte et des règles, (b) assignation et lecture des rôles, (c) partie de jeu, (d) débriefing. La phase (a) qui dure environ 10 minutes consiste à expliquer les règles globalement ; le référent pourra rappeler les règles durant la partie ou réexpliquer des éléments qui n'auraient pas été compris. La phase (b) consiste à choisir le rôle de chaque joueur ; cela peut se faire par tirage au sort. Si le nombre de joueurs est inférieur à 6, le référent peut prendre le rôle vacant et/ou un joueur peut avoir plusieurs rôles (par exemple le Bureau d'étude et le Bureau de contrôle). La phase (c) est le jeu lui-même. La durée d'une partie se situe entre 30 et 50 min. La phase (d), le débriefing, constitue un point central de l'apprentissage par un jeu sérieux [CRO 10]. Il consiste à demander aux étudiants de raconter leur partie, la façon dont ils pensent qu'il aurait fallu qu'ils jouent pour maximiser leur score et enfin ce qu'ils ont compris des enseignements du jeu. L'enseignant profite de ces discussions pour exposer les concepts à apprendre (e.g. importance de la concertation) et les remettre en perspective par rapport aux expériences de jeu des étudiants. Le débriefing est prévu pour durer 30 minutes environ. La séquence pédagogique est ainsi calibrée pour un créneau de 1h30, en supposant que l'installation du jeu a été réalisée préalablement avant l'arrivée des étudiants.

Pour être efficace, la séquence pédagogique doit être combinée à un enseignement plus classique avec des supports de type polycopié/projection vidéo. En effet, les cours classiques permettent d'aller plus loin dans la quantité de connaissances délivrées alors que le jeu sérieux permet d'accroître la motivation et la compréhension des mécanismes profonds [WOU 09]. Les deux formes d'enseignement sont ainsi très complémentaires.

### 4. Expérimentation

Domego a été utilisé dans le cadre du cours de sensibilisation au Génie civil destiné aux étudiants de Licence 2 Science de l'Ingénieur. 18 étudiants ont pu suivre la séquence pédagogique exposée précédemment. Quatre parties de jeu ont été organisées (2 en parallèle). Un référent enseignant était présent à chaque table de jeu et a pris part au jeu en prenant un rôle afin d'aider les joueurs et de renforcer l'immersion.

Les résultats de l'expérimentation peuvent se décliner selon une approche qualitative et une approche quantitative. La première est le résultat du débriefing qui a suivi la partie. Dans ce débriefing les étudiants ont été amenés à s'exprimer sur leur expérience de jeu, sur ce qu'ils pensaient avoir appris ou compris des connaissances apportées par le jeu et de leur avis sur le jeu. La réception du jeu auprès des étudiants a été très positive. Voici certaines phrases tirées du débriefing : « *C'est très immersif et ça permet d'apprendre les principes par soi-même au travers des mécaniques de jeu* » ; « *Au travers du jeu, on a une vision plus concrète d'une opération de construction* » ; « *Le jeu permet de se rendre compte de l'importance de la communication entre les acteurs* ». Afin de consolider ces résultats, il a été demandé aux étudiants de remplir un questionnaire sur le jeu relatif à leur appréciation du jeu. Les questions étaient évaluées sur une échelle de Likert de 1 (très mauvais) à 10 (excellent)



et portaient sur différents aspects ; les résultats sont présentés dans la Fig. 2. Cela va dans le même sens que le débriefing et montre la très bonne réception du jeu par les étudiants.

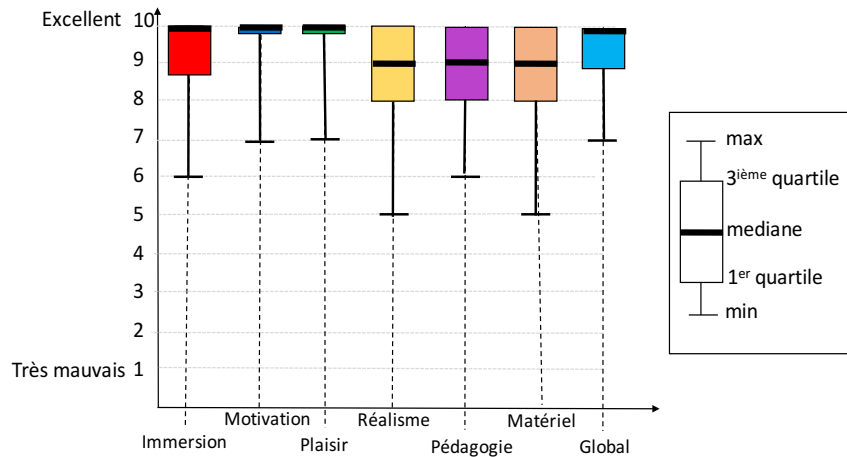


Fig. 2 : Résultats du questionnaire sur l'appréciation du jeu par les étudiants

## 5. Conclusion

Nous avons présenté dans cet article Domego, un jeu sérieux destiné à faire apprendre à des étudiants les étapes, les acteurs et les enjeux d'une opération de construction. Le jeu est opérationnel et a été utilisé dans le cadre du cours de sensibilisation au Génie civil (Licence 2 Sciences de l'Ingénieur) de l'Université de Bordeaux. Le matériel de jeu et les règles sont disponibles sur le site de l'I2M (<https://i2m.u-bordeaux.fr/Projets/Autres-projets2/Domego>). Domego s'intègre dans une séquence pédagogique qui a aussi été présentée dans cet article. Les résultats de l'expérimentation (i.e. retour des étudiants) sont très encourageants. L'efficacité de Domego pour l'apprentissage sera prochainement testée lors d'une expérience avec deux groupes (un groupe ayant joué et pas l'autre) soumis à un même questionnaire sur leurs connaissances théoriques. Il sera en tout cas réutilisé dans les prochaines années.

## 6. Bibliographie

- [ADA 16] Adam, C., Taillandier, F., Delay, E., Plattard, O., & Toumi, M. (2016). SPRITE – participatory simulation for raising awareness about coastal flood risk on the Oleron island. ISCRAM-med 2016, Madrid (Espagne).
- [BAK 07] Baker, R., Matulich, E., & Papp, R. (2007). Teach Me In The Way I Learn: Education And The Internet Generation. *Journal of College Teaching & Learning*, 4(4), 27-32.
- [CRO 16] Crocco, F., Offenholley, K., & Hernandez, C. (2016). A Proof-of-Concept Study of Game-Based Learning in Higher Education. *Simulation & Gaming*, 47(4), 403-422.
- [CRO 10] Crookall, D. (2010). Serious Games, Debriefing, and Simulation/Gaming as a Discipline. *Simulation & Gaming*, 41(6), 898-920
- [HAM 14] Hamari, J., Koivisto, J., & Sarsa, H. (2014, 6-9 Jan. 2014). Does Gamification Work? -- A Literature Review of Empirical Studies on Gamification. Paper presented at the 2014 47th Hawaii Intern. Conference on System Sciences.
- [ISS 16] Issa, T., & Isaias, P. (2016). Internet factors influencing generations Y and Z in Australia and Portugal: A practical study. *Information Processing & Management*, 52(4), 592-617.
- [LIS 16] Lissitsa, S., & Kol, O. (2016). Generation X vs. Generation Y – A decade of online shopping. *Journal of Retailing and Consumer Services*, 31, 304-312.
- [MIC 06] Michael, D., & Chen, S. (2006). *Serious games: Games that educate, train, and inform*. Boston.
- [OLI 13] Oliveira, C., Cintra, M., & Neto, F. M. (2013). Learning Risk Management in Software Projects with a Serious Game Based on Intelligent Agents and Fuzzy Systems. 8th conf. of the Europ. Society for Fuzzy Logic (EUSFLAT-13).
- [OZK 15] Ozkan, M., & Solmaz, B. (2015). The Changing Face of the Employees – Generation Z and Their Perceptions of Work (A Study Applied to University Students). *Procedia Economics and Finance*, 26, 476-483.
- [RUP 11] Ruppel, U., & Schatz, K. (2011). Designing a BIM-based serious game for fire safety evacuation simulations. *Advanced Engineering Informatics*, 25(4), 600-611.
- [SAU 07] Sauvée, L., Renaud, L., & Gauvin, M. (2007). Une analyse des écrits sur les impacts du jeu sur l'apprentissage, *Revue des Sciences de l' ducation*. *Revue des sciences de l' ducation*, 33(1), 89-107.
- [WOU 09] Wouters, P., Spek, E. D., & Oostendorp, H. V. (2009). Current Practices in Serious Game Research: A Review from a Learning Outcomes Perspective (pp. 232-250): IGI Global.

---

# Mesure de résistivité *in-situ* dans un ouvrage en béton armé avec un capteur Wenner noyé

**Johann Priou<sup>1</sup>, Yann Lecieux<sup>1</sup>, Mathilde Chevreuil<sup>1</sup>, Virginie Gaillard<sup>2</sup>, Cyril Lupi<sup>1</sup>, Dominique Leduc<sup>1</sup>, Emmanuel Rozière<sup>3</sup>, Romain Guyard<sup>1</sup>, Franck Schoefs<sup>1</sup>**

<sup>1</sup>Laboratoire GeM (UMR 6183), Université de Nantes, 2 rue de la Houssinière, 44322 Nantes Cedex 3 (France)  
yann.lecieux@univ-nantes.fr

<sup>2</sup>Laboratoire GeM (UMR 6183), ICAM, Département Génie Electrique, 35 Avenue du champ de Manoeuvres, 44470 Carquefou, France

<sup>3</sup>Laboratoire GeM (UMR 6183), École Centrale Nantes, 1 Rue de la Noë, 44300 Nantes (France)

---

*RÉSUMÉ. L'objectif de cette communication, est de décrire le passage d'une version laboratoire d'un capteur multi-électrodes à une version sur site noyée dans du béton à la construction d'un ouvrage. Les performances de ces dispositifs utilisés jusqu'ici en laboratoire ont été évaluées sur un quai portuaire en construction à l'embouchure de la Loire dès les premiers jours après le coulage du béton. Les mesures de résistivité *in-situ* sont analysées en parallèle avec des mesures d'humidité et de température relevées sur site, ainsi qu'avec l'évolution de la résistance mécanique du béton utilisé sur chantier. La cohérence de l'évolution temporelle de la résistance mécanique et de la résistivité du béton, en conformité avec les descriptions de ces phénomènes dans la bibliographie, permet de valider le dispositif et le protocole de mesure proposés ici.*

*ABSTRACT. The purpose of this paper is to describe the transition from the laboratory to the site of multi-electrode sensors embedded in concrete during the construction of a structure. The performances of these devices used until now in laboratory have been assessed on a port dock under construction at the mouth of the Loire River in the first days after pouring concrete. Measurements of resistivity performed *in-situ* are analyzed in parallel with measurements of humidity and temperature recorded on site, as well as the evolution of the mechanical strength of concrete used on site. The coherence of the temporal evolution of the mechanical resistance and the resistivity of the concrete, in accordance with the descriptions of these phenomena in the bibliography, enable to validate the device and the measurement protocol proposed here.*

*MOTS-CLÉS : Résistivité électrique, SHM, Capteurs noyés, Structures côtières, Béton*

*KEYWORDS: Electrical DC resistivity, SHM, Embedded sensors, Coastal structures, Concrete*

---

## 1. Introduction et contexte

Les mesures de résistivité sont utilisées pour évaluer le risque de corrosion des ouvrages d'art en béton armé situés notamment en zone côtière [POL 01]. Le dispositif le plus couramment mis en œuvre pour les effectuer est la sonde Wenner portable. Simple d'utilisation et relativement peu onéreuse, elle présente toutefois deux inconvénients notables. D'une part ce système adapté à un contrôle ponctuel dans le cadre de campagne d'inspections, n'est pas conçu pour s'intégrer à une chaîne de mesure de type SHM (Structural Health Monitoring). D'autre part, les performances de répétabilité de ces sondes sont inférieures à celles observées avec des dispositifs noyés [BOU 17, LEC 15]. Les études effectuées sur le sujet [BOU 17] mentionnent les variations d'humidité de la paroi sur laquelle la mesure est effectuée avec un dispositif externe pour expliquer la dispersion des mesures de résistivité. Cette observation souligne l'importance de la qualité à apporter au contact électrique (et la difficulté à y parvenir) pour assurer la reproductibilité de la mesure. .

Dans ces travaux, on s'intéresse à la mise en œuvre in-situ d'un capteur noyé constitué de multiples électrodes tel que décrit dans [PLO 13, LEC 15]. Ce dispositif présente l'avantage de fournir plus d'une centaine de mesures exploitables à l'aplomb d'un capteur d'un mètre de long environ. Il offre ainsi la possibilité d'effectuer un traitement statistique des données permettant de prendre en compte les variations de résistivité inhérentes à l'hétérogénéité du matériau. Des essais en laboratoire ont été menés sur des éprouvettes en béton dépourvues d'armatures et maintenues à température et à humidité constantes. Ils ont permis de valider les performances de ces dispositifs de mesure et d'évaluer la probabilité de détection et la probabilité de fausse alarme associées à un taux de chlorure donné [LEC 15].

L'objectif de cette communication est de décrire le passage du laboratoire au site de ces capteurs multi-électrodes. Lors de la construction d'un quai portuaire à l'embouchure de la Loire deux capteurs ont été noyés dans une même poutre en béton. Ces capteurs étant partie intégrante d'un système de monitoring global de l'ouvrage, il a été possible de croiser leurs mesures avec celles issues d'autres capteurs ainsi qu'avec des résultats de caractérisation du matériau. Puisque les désordres liés à l'apparition de dommages sur l'ouvrage n'apparaîtront que dans plusieurs années, la chaîne de mesure a été utilisée pour observer l'évolution du béton au jeune âge. L'observation des phénomènes liés à la prise a permis de valider les protocoles de mesure et des méthodes d'analyse ainsi que d'estimer les performances du capteur de résistivité noyé.

## 2. Matériels et méthodes

### 2.1. Positionnement des capteurs sur site

Le quai est constitué de coques en béton préfabriquées, reposant sur des pieux en béton à chemise métallique, comme schématisé sur la figure 1. Les jonctions entre ces éléments sont ferrillées puis remplies de béton. Les coques font ainsi office de coffrages pour les éléments structuraux du quai dans lesquels sont coulés différents capteurs. Deux de ces poutres sont instrumentées tel que décrit sur la figure 1 avec deux capteurs de résistivité, trois sondes de mesure d'humidité et de température, quatre sondes PT100, trois capteurs de chlorures et trois électrodes de mesure de potentiel d'armature (Ag). Les capteurs de résistivité sont positionnés en sous face du quai au niveau des armatures les plus proches de la surface, de manière à mesurer les variations de résistivité du béton d'enrobage. Le but de ce positionnement est de détecter un front de chlorure avant qu'il n'atteigne les armatures (voir figure 2).

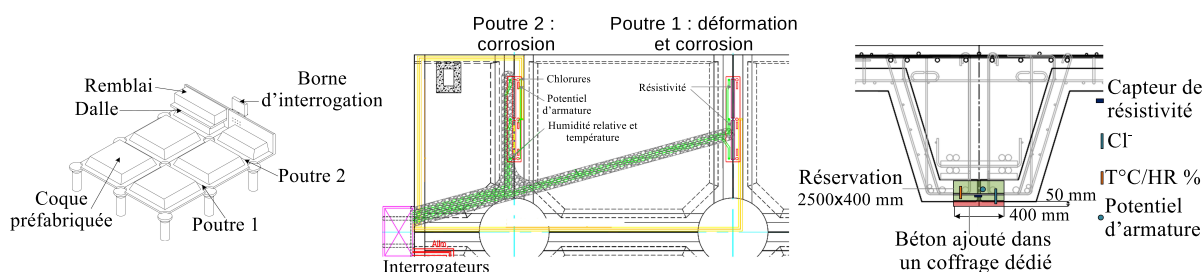
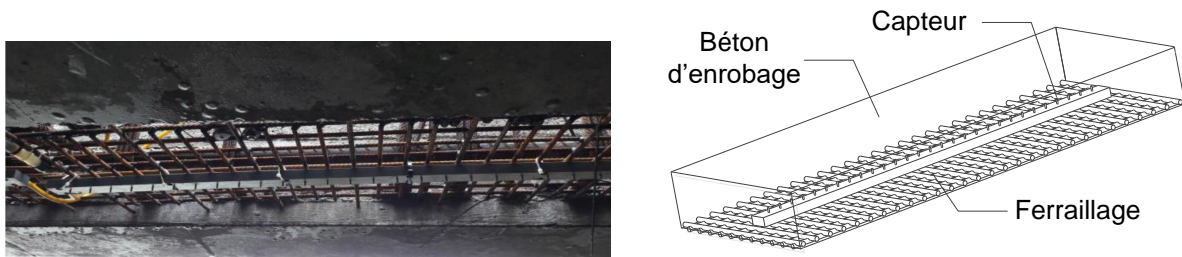


Figure 1. Positionnement des capteurs pour le suivi de pénétration des chlorures

## 2.2. Protocole de mesure et tests matériaux

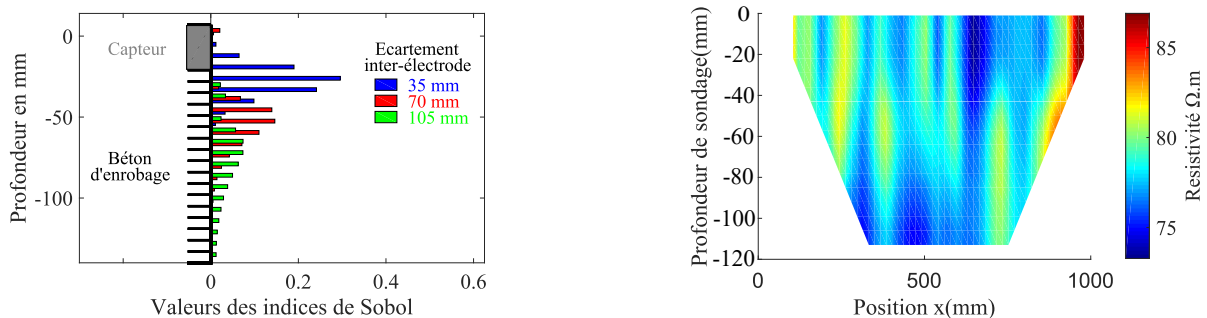
Les 32 électrodes constituant un capteur de résistivité (voir figure 2) sont interrogées séquentiellement avec un protocole Wenner. L'interrogateur utilisé à cette fin est un appareil standard employé en géophysique pour réaliser des cartographies de résistivité du sous-sol : ABEM terrameter LS. Au cours des 28 jours après la fabrication du béton, des mesures de résistivité sont effectuées à intervalle de 4 jours au départ, puis progressivement espacées par la suite. En parallèle, la température et l'humidité au voisinage du capteur sont enregistrées en continu avec un pas de temps de 10 minutes dès lors qu'il y a suffisamment de soleil pour faire fonctionner les panneaux solaires alimentant le système d'acquisition. En complément des mesures in-situ, des éprouvettes 11-22 ont été coulées sur site avec la même gâchée de béton que celle utilisée pour couler les capteurs. Elles ont été utilisées pour caractériser le béton utilisé sur le port, notamment sa porosité et l'évolution de sa résistance mécanique au cours du temps.



**Figure 2.** Capteur sur site avant coulage du béton et modèle numérique de l'ensemble ferraille, capteur, béton d'enrobage

## 2.3. Analyse numérique de la sensibilité et exploitation des mesures in-situ

La technique de mesure employée ici, est une adaptation des cartographies de résistivité du sol. Dans les milieux semi-infinis, il existe une relation analytique permettant de relier la valeur de la différence de potentiel  $\Delta V$  mesurée entre deux électrodes à la résistivité apparente  $\rho_a$  du milieu sondé de type  $\rho_a = K\Delta V/I$ .  $I$  est l'intensité du courant injecté dans le milieu et  $K$  est un facteur géométrique dépendant uniquement du protocole d'interrogation et de la distance inter-électrode  $a$ . ( $K = 2 \times \pi \times a$  pour un protocole Wenner). Or il n'existe pas de formule analytique équivalente lorsque l'on applique cette technique à un volume de béton de dimensions finies incluant des ferrillages. On a donc recours à une modélisation par éléments finis du volume comprenant le béton d'enrobage, le capteur et la première nappe de ferraille (voir figure 2) pour calculer les facteurs géométriques  $K$  correspondant à chaque jeu de 4 électrodes (soit 129 combinaisons dans notre cas d'application). Le modèle par éléments finis est également utilisé pour évaluer la sensibilité  $S_i$  d'une mesure à la variation de la résistivité dans une zone donnée (indiquée  $i$ ). Les indices de sensibilité, dont le calcul est basé sur une décomposition de Sobol des différences de potentiel en fonction des résistivités, sont représentés sur la figure 3 pour différents espacements inter-électrodes. Grâce à cette étude de sensibilité, on est capable d'affirmer, que la différence de potentiel mesurée aux bornes de nos électrodes n'est fonction que de la résistivité du béton d'enrobage et n'est pas influencée par le matériau situé dans la partie centrale de la poutre. On utilise également la sensibilité pour afficher la résistivité apparente dans une zone donnée en pondérant la valeur de résistivité pour différents écartements inter-électrodes par la valeur des indices de sensibilité. On peut voir un exemple de cartographie de résistivité mesurée sur le port 300 jours après le coulage du béton sur la figure 3.



**Figure 3.** Indices de sensibilité et carte de résistivité apparente in-situ (300 jours après fabrication du béton)



### 3. Résultats

Dans le cadre d'un suivi de processus, on s'est intéressé à l'évolution de la résistivité moyenne du béton d'enrobage (voir figure 4 gauche). Chaque point de cette courbe représente la moyenne des valeurs de résistivité pour une cartographie (telle que celle de la figure 3) pour une échéance donnée. Puisque la résistivité est sensible à la température, nous avons effectué une correction thermique proposée dans les travaux de [NAA 06] pour se ramener à une température de référence (fixée ici à 15 °C, voir figure 4 droite). La barre d'erreur représente, quant à elle la dispersion totale des valeurs de résistivité autour de la valeur moyenne des mesures effectuées pour un capteur. L'allure des courbes ainsi obtenues est très similaire à celles évoquées par les auteurs ayant mené des campagnes de mesure de résistivité en laboratoire, sur des éprouvettes en béton, le plus souvent avec des dispositifs Wenner portables [POL 01] validant ainsi la pertinence des mesures obtenues avec le dispositif in-situ.

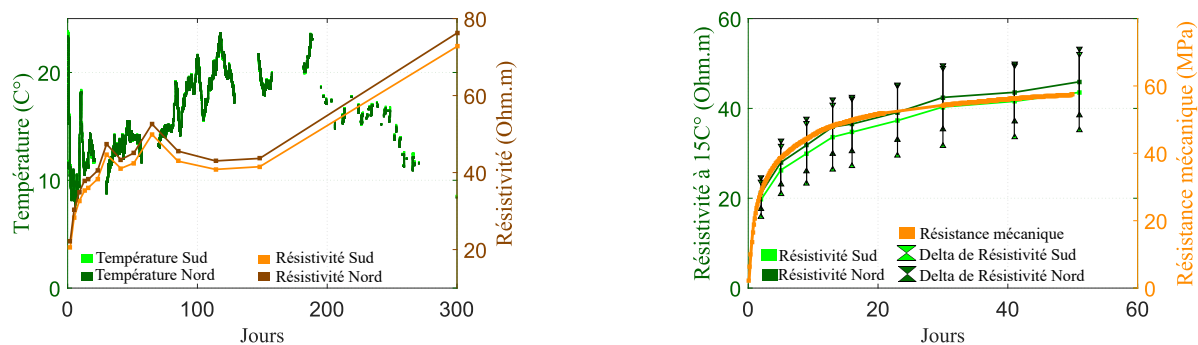


Figure 4. Évolution de la résistivité et de la résistance mécanique du béton sur site

### 4. Conclusion

Les mesures effectuées sur le quai ont permis de valider l'emploi du capteur noyé pour effectuer des mesures in-situ, notamment dans le cadre du suivi de l'évolution du béton au jeune âge. Dans le cadre du suivi de durabilité de l'ouvrage, les normes proposent une valeur seuil comme indicateur de corrosion [POL 01]. La probabilité d'initiation de cette dernière est jugée élevée pour une valeur de 100  $\Omega.m$ . Pour le quai, sur une structure neuve, et après plusieurs mois de mesure, la résistivité est toujours en deçà de ce seuil. C'est la teneur en eau élevée du matériau, en lien avec la situation de l'ouvrage (en bord de fleuve) qui en est la cause. Une valeur particulière de la résistivité n'est donc pas exploitable dans ce cas de figure. Un indicateur plus pertinent est la différence entre deux états c'est-à-dire entre deux cartographies de résistivités telles que présentées sur la figure 3.

### Remerciements

Les auteurs remercient la région Pays de la Loire pour son support financier à travers le projet IMARECO porté par l'Université de Nantes, le Grand Port de Nantes-Saint Nazaire, les sociétés KEOPS, et Bouygues TPRF.

### 5. Bibliographie

- [BOU 17] BOURREAU L., Diagnostic de corrosion sur ouvrage : fiabilité et aide à la décision, PhD thesis, Université de Nantes, 2017.
- [LEC 15] LECIEUX Y., SCHOEFS F., BONNET S., LECIEUX T., LOPES S. P., « Quantification and uncertainty analysis of a structural monitoring device : detection of chloride in concrete using DC electrical resistivity measurement », *Nondestructive Testing and Evaluation*, vol. 30, n° 3, p. 216-232, Taylor Francis, 2015.
- [NAA 06] NAAR S., ÉVALUATION NON DESTRUCTIVE DU BÉTON PAR MESURES DE RÉSISTIVITÉ ÉLECTRIQUE ET THERMOGRAPHIE INFRAROUGE PASSIVE, PhD thesis, Université Bordeaux 1, 2006.
- [PLO 13] DU PLOOY R., LOPES S. P., VILLAIN G., DÉROBERT X., « Development of a multi-ring resistivity cell and multi-electrode resistivity probe for investigation of cover concrete condition », *NDT & E International*, vol. 54, p. 27 - 36, 2013.
- [POL 01] POLDER R. B., « Test methods for on site measurement of resistivity of concrete — a RILEM TC-154 technical recommendation », *Construction and Building Materials*, vol. 15, n° 2, p. 125 - 131, 2001, Near Surface Testing of.



# Bois et matériaux biosourcés et éco-matériaux

---

# Analyse numérique du comportement thermique de poutres hybrides acier-bois en situation d'incendie

Antoine Bérezyiat<sup>1</sup>, Maxime Audebert<sup>1</sup>, Abdelhamid Bouchaïr<sup>2</sup>, Sébastien Durif<sup>2</sup>,  
Sylvain Ménard<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Université de Lyon, École Nationale d'Ingénieurs de Saint-Etienne (ENISE), 58 rue Jean Parot, 42100 Saint-Etienne, France. antoine.berezyiat@enise.fr ; maxime.audebert@enise.fr

<sup>2</sup> Université Clermont Auvergne, Institut Pascal, BP 10448, F-63000 Clermont-Ferrand, France. CNRS, UMR 6602, Institut Pascal, F-63171 Aubière, France. abdelhamid.bouchaïr@uca.fr ; sebastien.durif@uca.fr

<sup>3</sup> Université du Québec à Chicoutimi 555, boul. de l'Université, Saguenay (Québec) G7H2B1, Canada. sylvain\_menard@uqac.ca

---

**RÉSUMÉ.** Cette étude se base sur des simulations numériques pour évaluer le comportement thermique de poutres hybrides acier-bois en situation d'incendie. Celles-ci sont composées de profilés métalliques en « I » ou en « T » assemblés à différentes pièces de bois qui contribuent à leur fonctionnement mécanique et les protègent en cas d'incendie. D'une part, le bois assure un maintien des parois en acier vis-à-vis des instabilités locales et globales. D'autre part, le bois, par sa faible conductivité thermique et par l'eau qu'il contient, permet de limiter l'échauffement du profilé métallique. En effet, la combustion du bois entraîne la migration d'une partie de son humidité vers le centre de la section où elle s'accumule contre la paroi étanche du profilé métallique, ce qui a pour effet de refroidir ce dernier. Ces phénomènes sont modélisés en faisant varier les propriétés thermo-physiques du bois selon différentes zones dans la section et en fonction de la température. Un critère de température critique est utilisé pour quantifier la performance thermique de différentes configurations. Il a ainsi été montré que la durée nécessaire pour atteindre cette température critique est augmentée de plusieurs dizaines de minutes si l'on considère les profilés hybrides acier-bois étudiés plutôt que des profilés métalliques sans protection.

**ABSTRACT.** This study aims to employ numerical simulations to evaluate the thermal behavior of steel-timber hybrid beams in a fire situation. Those are made of "I" or "T" shaped steel members assembled to different pieces of wood that contribute to their mechanical performance and protect them in case of fire. On the one hand, wood provides some support to steel plates against local and global buckling. On the other hand, wood, by its low thermal conductivity and the water it contains, limits the heating of the metal profile. Indeed, the combustion of wood causes the migration of a portion of its water to the center of the section where it accumulates against the impervious surface of the steel element, which leads to cool it down. These phenomena are modeled by varying the thermo-physical properties of wood depending on different areas in the section and as a function of temperature. A critical temperature criterion is used to quantify the thermal performance of different configurations. It has been shown that the time required to reach this critical temperature is increased by several tens of minutes if one considers the studied steel-timber hybrid beams rather than unprotected steel members.

**MOTS-CLÉS :** poutre hybride acier-bois, résistance au feu, comportement thermo-hydrique.

**KEY WORDS :** steel-timber hybrid beam, fire resistance, thermo-hydric behaviour.

---

## 1. Introduction

Dans le domaine de la construction, la mixité acier-bois est utilisée à différentes échelles. Il existe des systèmes, par exemple des treillis, composé à la fois de membrures en bois et de membrures en métal. À une plus petite échelle, il est possible d'associer le bois et l'acier au sein d'une même membrure pour obtenir un composant élémentaire hybride [PIA 16]. Ce principe peut être utilisé pour diverses raisons : jonction d'une ossature en bois avec une ossature en acier, renforcement mécanique, protection au feu de l'acier par le bois, réduction des dimensions de la section par rapport à une membrure en bois équivalente, renforcement des profilés métalliques vis-à-vis du voilement local, esthétique. Plusieurs solutions existent pour la réalisation, d'éléments hybrides acier-bois, l'une des plus anciennes étant la Flich-beam [ALA 12]. C'est une poutre constituée de deux éléments en bois assemblés de part et d'autre d'une plaque métallique qui rigidifie l'ensemble. Il existe également des Flich-beams comportant deux plaques métalliques et trois pièces de bois. L'assemblage entre l'acier et le bois est généralement assuré par des boulons ou des clous. Ces éléments hybrides sont principalement utilisés pour la construction de structures à ossature légère [DES 07]. Un autre moyen

d'assembler l'acier et le bois dans des éléments hybrides consiste à insérer des armatures métalliques dans des membrures en bois, la liaison étant assurée au moyen d'une résine époxy. Ce principe est aussi bien utilisé pour la réfection d'éléments en bois endommagés, que pour la fabrication industrielle de poutres acier-bois [PIA 16]. Winter *et al.* [WIN 16] ont décrit les multiples avantages que pouvaient présenter des éléments hybrides acier-bois pour la construction de bâtiments de grande hauteur. Leur attention s'est surtout portée sur des profilés métalliques minces formés à froid, assemblés en forme de « I » et encapsulés dans du bois. Ils ont montré que de tels éléments pouvaient être performants sur les points suivants : coût, facilité de montage, dimensions des sections, résistance au séisme, sécurité incendie, comportement mécanique. Sakamoto *et al.* [SAK 03] ont étudié expérimentalement le comportement thermomécanique de profilés H300, encapsulés dans une épaisseur minimale de bois de 60 mm. Ces éléments étaient soumis à une sollicitation thermique pendant une durée d'une heure, puis à une période de refroidissement durant trois heures. Les profilés ont non seulement résisté au feu pendant une heure, mais ils ont également présenté un comportement autoextinguible en phase de refroidissement et une capacité à supporter les charges appliquées, même après l'exposition au feu. Jurkiewicz *et al.* [JUR 17] ont réalisé des essais de flexion trois points sur des poutres acier-bois d'une longueur de 3 mètres, constituées soit d'un IPE 160, soit d'un profilé métallique en « T », ainsi que d'éléments latéraux en bois. Ces derniers étaient assemblés de part et d'autre de l'âme des profilés métalliques au moyen de boulons traversants et de vis traversant les semelles. Cette étude préliminaire a montré que le nombre d'organes d'assemblage n'avait pas d'influence significative sur le comportement des poutres en flexion dans le domaine élastique. La participation du bois à la reprise des efforts de flexion était minime par rapport à celle de l'acier, surtout pour les configurations en « I » choisies. En revanche, les auteurs expliquent que la combinaison du bois et de l'acier retarde l'apparition d'instabilités dans les profilés métalliques. La présente étude s'inscrit dans la continuité des travaux de Jurkiewicz *et al.* et vise à étudier le comportement thermique en cas d'incendie de poutres acier en forme de « I » ou de « T » associées à du bois (Figure 1).

## 2. Modélisation

L'étude s'est initialement basée sur l'approche analytique de l'EN 1993-1-2 [CEN 05a] qui permet de calculer l'échauffement d'un plat en acier complètement protégé du feu par une épaisseur constante de bois. Cette méthode présente néanmoins des limites importantes concernant la géométrie et la prise en compte de la combustion du bois. Cependant elle a aidé à définir des configurations intéressantes pour une analyse numérique, dans l'optique de futures études expérimentales. Ce choix s'est également appuyé sur les références bibliographiques présentées en introduction. Trois configurations hybrides basées sur un profilé en acier IPE 300 ont été retenues (Figure 1). La première est constituée d'un profilé métallique en « I » dit « partiellement encapsulé », la deuxième est similaire mais le profilé métallique est en « T ». La dernière présente un profilé en « I » dit « complètement encapsulé ».

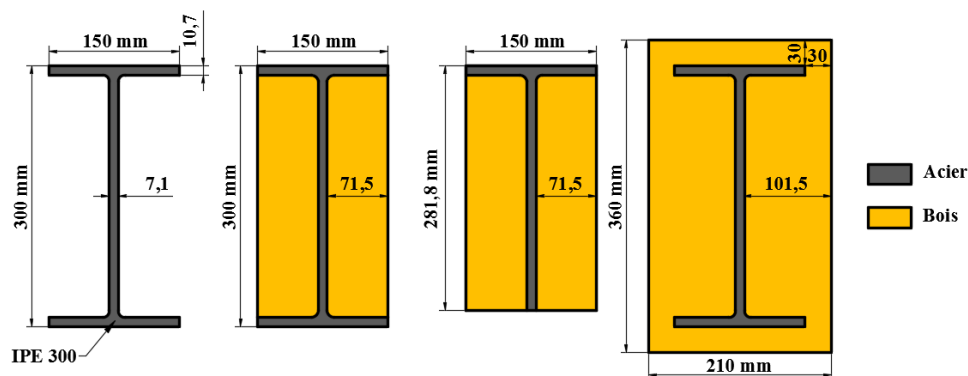


Figure 1 : Géométries modélisées

Le comportement thermique de ces configurations a été étudié sur la base d'une simulation numérique 2D employant la méthode des éléments finis, réalisée à partir du code de calcul MSC MARC [MSC 14]. Les inconnues du problème numérique sont les températures régnant dans la section droite des différentes configurations, seule l'équation de la chaleur est utilisée pour le résoudre. Les propriétés thermo-physiques retenues pour la modélisation de l'acier sont celles proposées par l'EN 1993-1-2 [CEN 05a]. La modélisation du matériau bois s'appuie sur des propriétés issues de la littérature [AUD 12] et tient compte des transferts hydriques qui interviennent dans le bois en cas d'incendie. En effet, la combustion du bois induit l'évaporation de l'eau qu'il contient. Une partie de cette vapeur s'échappe tandis que le reste migre à l'intérieur de la section pour se recondenser en zone froide [SAM 14]. Cette migration conduit à une accumulation d'eau contre la paroi



imperméable du profilé métallique qui est alors refroidi jusqu'à ce que la totalité de cette eau soit évaporée. Ces transferts de masse sont compliqués à modéliser, c'est pourquoi ce phénomène est simulé numériquement dans son état final, après la migration de l'eau qui ne s'est pas échappée et son accumulation contre la paroi du profilé métallique. Pour représenter l'influence thermique de cette eau, le bois jouxtant l'acier sur une épaisseur de 3 millimètres est caractérisé par un important pic de chaleur volumique à 100°C. Cela signifie qu'à cette température, la quantité d'énergie nécessaire pour élever la température d'un volume de bois donné est très importante lorsqu'il contient beaucoup d'eau à évaporer. Cette méthode permet de simuler le refroidissement de l'acier par l'eau contenue dans le bois avec lequel il est en contact. A l'inverse, le bois éloigné de plus de 3 millimètres de l'acier est caractérisé par un faible pic de chaleur volumique à 100°C, car on fait l'hypothèse que l'eau ne fait qu'y transiter, ce qui implique que la quantité d'énergie nécessaire pour évaporer la faible quantité d'eau qu'il contient est peu importante. Les valeurs de ces pics de chaleur volumique sont calibrées pour des assemblages bois-métal présentant des dimensions comparables à celles des configurations modélisées dans la présente étude [AUD 12]. Dans l'analyse numérique, les différentes configurations sont exposées pendant 60 minutes à un feu ISO 834 recommandé par l'EN 1991-1-2 [CEN 03]. L'analyse numérique a été utilisée pour évaluer l'influence de divers facteurs, tels que la géométrie, le nombre de côtés exposés au feu, ou la façon de modéliser les matériaux et les transferts hydriques.

### 3. Résultats

La figure 2 présente les évolutions de la température moyenne de la section d'acier en fonction de la configuration étudiée. Il a été considéré que seule la face inférieure et les faces latérales sont exposées au feu, ce qui peut correspondre à la réalité d'une poutre soutenant un plancher. Les résultats prennent en compte une accumulation d'eau à l'interface acier-bois, provoquée par l'évaporation de l'eau contenue dans le bois sous l'effet du feu. Les propriétés des matériaux sont les mêmes pour toutes les configurations (acier selon [CEN 05a] et bois selon [AUD 12]).

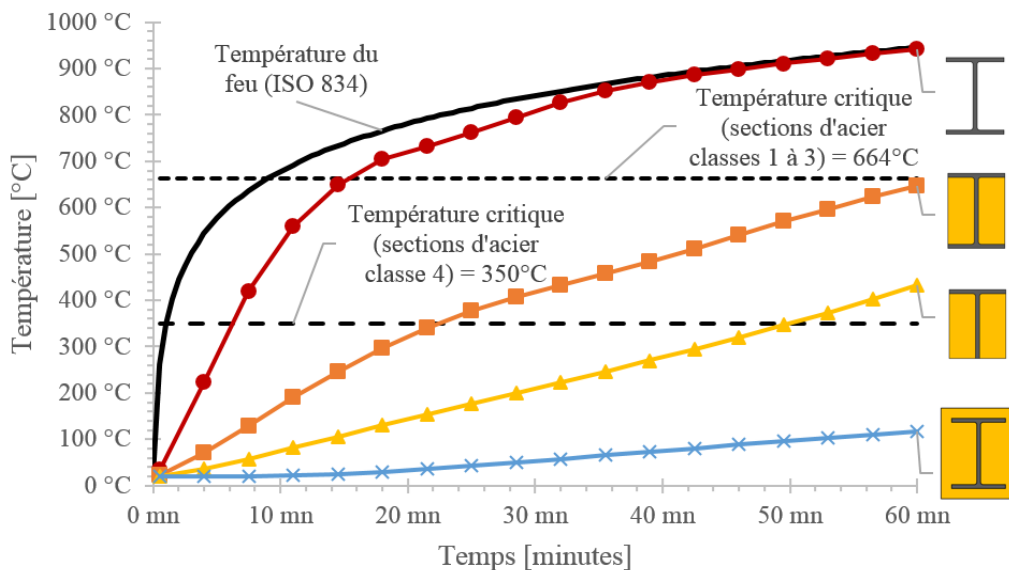
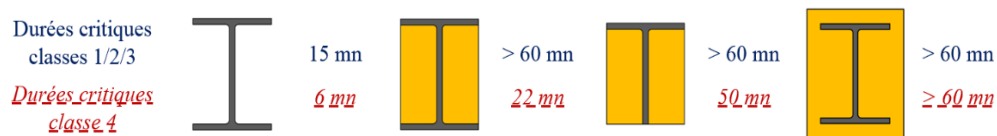


Figure 2 : Température moyenne de l'acier en fonction du temps et de la configuration considérée

Les résultats montrent qu'un profilé hybride basé sur un IPE 300 complètement encapsulé dans du bois présente un excellent comportement thermique en cas d'incendie, même si l'épaisseur de bois est faible (30 mm). Les profilés partiellement encapsulés sont moins performants mais permettent de limiter l'échauffement de l'acier puisqu'au bout d'une heure, la différence de température entre un profilé en « I » sans protection et le même profilé partiellement encapsulé dans du bois est de 293 °C.

Dans l'EN 1993-1-2 est présentée la notion de « température critique » qui est définie de la façon suivante : « Pour un niveau de chargement donné, température à laquelle la ruine [d'un élément de construction en acier] est susceptible de se produire [...] pour un champ de température uniforme » [CEN 05a]. Pour les sections d'acier de classe 4, cette température critique vaut 350°C. Pour les autres classes de sections, elle vaut 664°C si l'on considère un taux de chargement de 30% en cas d'incendie. Dans cette étude, les durées nécessaires pour atteindre ces températures critiques ont été utilisées comme critères permettant de quantifier la performance des configurations étudiées (Figure 3).



**Figure 3 :** Durée nécessaire pour atteindre la température critique de l'acier pour chaque configuration

Ces résultats peuvent être nuancés dans la mesure où le concept de température critique défini par l'EN 1993-1-2 est basé sur l'hypothèse selon laquelle la température est uniforme dans le profilé métallique. Or la simulation numérique a montré qu'il peut exister un écart de températures important (jusqu'à 200°C) entre les semelles et l'âme du profilé métallique en « I » partiellement encapsulé. Cependant, même en considérant le critère donné pour les sections de classe 4, qui est le plus sévère, on constate que tous les profilés mixtes acier-bois étudiés présentent un comportement thermique intéressant, si on les compare à un profilé métallique sans protection. En outre, le bois renforce les parois métalliques vis-à-vis des instabilités locales et globales, un reclassement des sections d'acier de classe 4 vers les classes de sections supérieures est alors possible, ce qui permet de considérer une température critique de l'acier plus importante et un comportement thermique amélioré.

#### 4. Conclusion

Cette étude présente des résultats sur le comportement thermique des poutres hybrides acier-bois en situation d'incendie. Elle montre également le potentiel de ces poutres hybrides en termes de résistance au feu. En effet, bien que le bois soit un matériau combustible, une épaisseur de bois suffisante peut être utilisée comme protection anti-feu pour les poutres en acier. L'avantage du bois est sa capacité à fournir à la fois une protection incendie importante et un support mécanique à l'acier vis-à-vis des instabilités, tandis que sa légèreté n'augmente pas significativement le poids de la poutre. De plus, pour une même charge, l'utilisation d'éléments hybrides acier-bois plutôt que d'éléments en bois permet d'optimiser les dimensions de la section transversale de la poutre. Une analyse numérique thermomécanique et une analyse thermique expérimentale sont en cours pour valider et compléter la simulation numérique thermique proposée dans cette étude.

**Remerciements :** Les auteurs remercient le Tremplin Carnot MECD pour son soutien financier (Projet MiBAPro).

#### 5. Bibliographie

- [ALA 12] ALAM P., ANSELL M., SMEDLEY D., « Effects of reinforcement geometry on strength and stiffness in adhesively bonded steel-timber flexural beams », *Buildings*, vol. 2, 2012, p. 231–244.
- [AUD 12] AUDEBERT M., DHIMA D., TAAZOUNT M., BOUCHAÏR A., « Numerical investigations on the thermo-mechanical behavior of steel-to-timber joints exposed to fire », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 12, 2011, p. 3257-3268.
- [CEN 03] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, EN 1991-1-2, *Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu*, Bruxelles, Juillet 2003.
- [CEN 05a] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, EN 1993-1-2, *Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-2 : règles générales - calcul du comportement au feu*, Bruxelles, Novembre 2005.
- [CEN 05b] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, EN 1995-1-2, *Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-2 : Généralités - Calcul des structures au feu*, Bruxelles, Septembre 2005.
- [DES 07] DESTEFANO J., « Flitch plate beams: Design guide », *Structure*, Juin 2007, p. 56–57.
- [JUR 17] JURKIEWIEZ B., DURIF S., BOUCHAÏR A., « Behaviour of steel-timber beam in bending », Eurosteel 2017, Copenhague, 13-15 septembre 2017, 9 pages.
- [MSC 14] MSC.SOFTWARE CORPORATION, *MSC MARC, User's Manual, vol. A: theory and user information*, 2014.
- [PIA 16] PIAZZA M., « Optimization process in the use of wood and wood-based materials in hybrid and composite structures », *World Conference on Timber Engineering WCTE 2016*, Vienne (Autriche), 22-25 août 2016, 10 pages.
- [SAK 03] SAKAMOTO I., KAWAI N., OKADA H., YUSA S., Final report of a research and development project on timber-based hybrid building structures, The University of Tokyo, 2003, 6 pages.
- [SAM 14] SAMAKE A., TAAZOUNT M., AUDEBERT P., PALMILI P., « Thermo-hydric transfer within timber connections under fire exposure: Experimental and numerical investigations », *Applied Thermal Engineering*, vol. 63, n° 1, 2014, p. 254-265.
- [WIN 16] WINTER W., TAVOUSSI K., PARADA F.R., BRADLEY A., « Timber-steel hybrid beams for multi-storey buildings: Final report », *World Conference on Timber Engineering WCTE 2016*, Vienne (Autriche), 22-25 août 2016, 10 pages.

---

# Caractérisation physique et mécanique de produits intermédiaires pour la fabrication de composites en pin maritime

Raoul Spéro ADJOVI LOKO<sup>1</sup>, Philippe GALIMARD<sup>2</sup>, Gérard GBAGUIDI AÏSSE<sup>3</sup>, Alain COINTE<sup>4</sup>, Jean-Luc COUREAU<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Université de Bordeaux, I2M, mail : [raoul-spero.adjovi-loko@u-bordeaux.fr](mailto:raoul-spero.adjovi-loko@u-bordeaux.fr)

<sup>2</sup> Université de Bordeaux, I2M, mail : [philippe.galimard@u-bordeaux.fr](mailto:philippe.galimard@u-bordeaux.fr)

<sup>3</sup> Université d'Abomey-Calavi, LEMA, mail : [gbaguidi.gerard@yahoo.fr](mailto:gbaguidi.gerard@yahoo.fr)

<sup>4</sup> Université de Bordeaux, I2M, mail : [alain.cointe@u-bordeaux.fr](mailto:alain.cointe@u-bordeaux.fr)

<sup>5</sup> Université de Bordeaux, I2M, mail : [jean-luc.coureau@u-bordeaux.fr](mailto:jean-luc.coureau@u-bordeaux.fr)

---

## RÉSUMÉ.

Cet article présente un protocole de campagne expérimentale de la caractérisation physique et mécanique d'une population de sciages en pin maritime et ses premiers résultats. L'objectif est de qualifier mécaniquement la ressource à chaque étape de sa transformation depuis l'arbre sur pied jusqu'au produit d'usage, de façon à en optimiser l'emploi. L'une des tâches du projet consiste en l'élaboration de composites structuraux bois lamellé-collé (BLC) optimisés et innovants pour la construction. 173 sciages ont été localisés dans six arbres préalablement caractérisés sur pied. Différents essais non-destructifs de caractérisation mécanique ont été réalisés sur les sciages, dans un premier temps à l'état vert, puis seront répétés sur ces mêmes poutres à l'état sec. L'accent a été porté sur la rigidité, critère souvent dimensionnant de l'emploi du bois en structure. La rigidité des poutres à l'état vert a d'abord été évaluée par un essai de flexion statique original. En suivant, les éléments ont été classés selon leur rigidité dynamique en traction compression par un procédé industriel certifié : le Xyloclass<sup>®</sup>. La rigidité dynamique flexionnelle par méthode vibratoire a ensuite été mesurée. Enfin, toutes les poutres à l'état vert ont été scannées pour obtenir leur géométrie extérieure avant la phase de séchage, afin d'apprécier la nodosité et les variations de section dues au séchage. Les premiers résultats concernent la corrélation des mesures dynamiques. Chaque arbre est caractérisé mécaniquement sur sa hauteur, par billons de 2,5m. Il apparaît une forte dépendance de la rigidité des sciages à sa position dans l'arbre selon la hauteur mais aussi selon le débit dans la section. Cette bonne connaissance de la ressource brute non classée (au sens normatif) doit permettre une conception optimisée de produits structuraux. Cette méthodologie pourra être appliquée à la valorisation de toute ressource locale.

## ABSTRACT.

This paper focuses on an experimental campaign protocol for the physical and mechanical characterization of samples of maritime pine beams. The study is part of the QUALIPIN project which aims at optimising the production of glued laminated wood and other structural composites for construction. The non-destructive characterization tests were performed on 173 beams of green wood, (maritime pine sawn). Bending tests were at first done to determine the bending stiffness. Afterwards, the beams were mechanically ranked using the xyloclass grading machine, the method is based on dynamic response of component excited dynamically in tension. Parallely, dynamic tests by the vibratory method in bending were done in order to be compare with the Xyloclass method. The shape and the external geometry of all components were scanned with the xyloprofil machine, in order to evaluate global swelling and shrinkage after the drying protocol.

**MOTS-CLÉS :** Bois lamellé-collé, essais de caractérisation, rigidité en flexion, classement mécanique, essais dynamiques, module d'élasticité

**KEY WORDS:** glued laminated wood, mechanical characterization, stiffness, bending behaviour, grading machine, dynamic elasticity.

---

## 1. Introduction

Le projet Qualipin 'Qualité du bois de pin maritime' (référence exacte du projet Région) étudie la qualité du Pin maritime en abordant l'ensemble de la chaîne de valeur de l'arbre jusqu'à l'élaboration de composites structuraux, d'usage structural. L'objectif est de valoriser une ressource brute en la caractérisant mécaniquement à chaque étape de sa transformation depuis l'arbre sur pied de façon à optimiser la conception de produits finaux structuraux. Une des tâches du projet consiste à qualifier les sciages à l'état vert et à l'état sec, issus de six arbres préalablement testés in situ selon un protocole expérimental original. La campagne expérimentale, objet de la présente communication, a pour but de caractériser physiquement et mécaniquement la population de sciages à l'état vert de pins maritimes en utilisant les moyens de la plateforme Xyloplate (ANR-10-EQP-16). 173 sciages (60x110x2500mm<sup>3</sup>) ont été caractérisés individuellement sur la base d'essais de flexion statique quatre points, d'essais vibratoires en flexion et traction/compression. Chaque sciage a été scanné pour obtenir son enveloppe extérieure et sa nodosité avant une phase de séchage prévue sur deux mois. De plus, chaque débit a été repéré dans les grumes récoltées pour localiser la qualité du bois selon sa position dans l'arbre sur pied.

En dehors de la présence de bois juvénile ou de bois de compression, ce sont principalement les nœuds qui affectent la qualité mécanique du bois de pin maritime, en résistance mais également en flexion [CAS 05]. Les modules d'élasticité obtenus sont mis en relation avec la nature du bois (bois juvénile, aubier, bois de compression). Cela pourrait permettre l'optimisation de la fabrication de poutres lamellées collées par un suivi et une caractérisation continue de la qualité des débits dans le processus de fabrication. Ce travail tient aussi compte de la localisation initiale des bois dans les grumes. Ainsi, l'analyse de la qualité du bois recouvre le continuum arbre-produit d'usage. Les 173 poutres doivent être séchées et une nouvelle campagne expérimentale suivant le même protocole que celui effectué sur les poutres à l'état vert sera faite. A cause du retrait/gonflement dû au séchage, une définition de la qualité des déformations des lamelles entre les bois verts initiaux et les bois obtenus après séchage sera proposée : cela permet d'établir des critères de tolérance des produits intermédiaires pour la fabrication de composites comme le LC, BMR, mais également des poutres treillis qui représentent un potentiel intéressant pour la valorisation de la ressource.

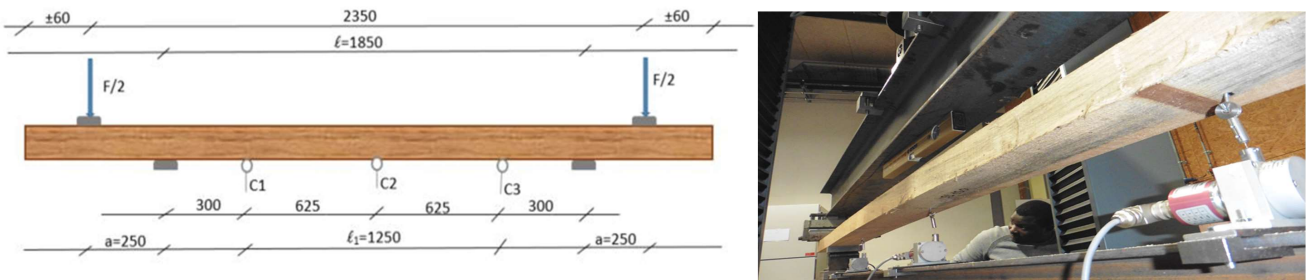
Nous pourrions alors croiser les propriétés physiques et mécaniques entre l'état vert et le séchage en relation avec la fonctionnalité du composant de structure final.

## 2. Campagne expérimentale

### 2.1 Essais de flexion statiques

Les essais dynamiques sont souvent corrélés aux essais statiques, qui relèvent du cadre réglementaire (norme EN408), afin de disposer d'une alternative au classement mécanique du bois, l'essai dynamique étant beaucoup plus simple à mettre en œuvre. Cependant, des écarts sont rencontrés entre les valeurs de modules dynamiques et celles des modules statiques. La capacité de classement des méthodes dynamiques reste entière, alors que l'essai statique de référence de flexion quatre points n'est pas remis en cause, malgré ses limites : afin de déterminer le module global d'élasticité en flexion pure  $E_0$  du matériau bois d'une poutre de construction, on peut mesurer la flexion circulaire sur une zone inférieure au tiers de la poutre. La valeur obtenue représente la moyenne de modules locaux de cette zone considérée comme représentative de l'ensemble de l'échantillon testé. L'alternative normative est de faire l'estimation à partir de la mesure de flèche globale incluant les déformations de cisaillement. Nous proposons d'augmenter la zone d'influence en flexion pure afin que la mesure de la flèche circulaire intègre une plus grande zone possible (1,85 m) sur nos poutres de 2,5 m. Ainsi, nous obtenons un module de flexion pure pour une dimension plus représentative des conditions d'usage et du volume total sollicité par les méthodes dynamiques. Les essais ont été réalisés sur une presse électromécanique MTS de capacité 50kN. Les poutres ont été chargées en déplacement imposé (3mm/mm) dans le domaine élastique conformément à la norme EN408. Le temps d'essai a cependant été volontairement réduit pour limiter tout comportement visqueux et pour augmenter la cadence des expériences statiques. Le chargement consiste en un cycle de charge-décharge entre 0 et 5000N. Le suivi des déplacements pour la mesure de trois flèches a été fait à l'aide de capteurs à fils *Ak industries CD50*. On peut donc en déduire la flèche circulaire et l'évolution du module d'élasticité le long des poutres par l'analyse des complaisances respectives. Un montage d'essai spécifique a été réalisé et les poutres ont été testées à plat.

La configuration de l'essai se présente comme suit :



**Figure 1 :** Configuration de l'essai (en mm) ; a, distance entre un point de chargement et l'appui le plus proche ;  $l$ , portée en flexion ;  $l_1$ , longueur de base de mesure du module d'élasticité ; C1, C2 et C3, positions des capteurs de déplacements.

L'essai statique choisi est donc une adaptation de la configuration de l'essai normatif (EN408) afin d'accroître la corrélation des mesures avec les résultats dynamiques, plus représentatifs de la rigidité d'ensemble de la poutre, cette dernière

### 2.2 Essais vibratoires

Le module d'élasticité longitudinal dynamique a été également déterminé par deux essais vibratoires : en traction compression et en flexion.

La mesure du module élastique longitudinal s'effectue par analyse du spectre de vibrations des poutres soumises à une excitation mécanique en traction ou en flexion ([CASS 98], [MVOG 08], [ASSO 13]). Le module d'élasticité est estimé suivant la formulation de Bernoulli habituellement utilisée pour les vibrations de flexion des poutres longues ( $L/h \gg 1$ ). Les appuis très souples sont utilisés pour se rapprocher au mieux de l'hypothèse de poutre flottante ([CASS 98], [BRAN 02]).

Pour le mode de sollicitation en flexion, le module d'élasticité dynamique en flexion (MOE<sub>f</sub>) est déterminé par la formulation de Bernoulli qui néglige la déformation de cisaillement dû à l'effort tranchant ( $L/h \geq 20$ ). La formule de calcul du module élastique est donnée en flexion suivant le modèle de Bernoulli par :

$$M O E_f = \varphi S \frac{(2\pi L^2 f_k)^2}{I X_k} \quad \text{où :}$$

$\varphi$  est la masse volumique de la poutre testée (kg/m<sup>3</sup>),  
 $S$  l'aire de la section transversale (mm<sup>2</sup>)  
 $L$  la longueur de la poutre (mm),  
 $f_k$  la fréquence du  $k$ ème mode de vibration longitudinale (Hz)  
 $I$  le moment d'inertie de la section transversale (mm<sup>4</sup>)

$$X_k = \left[ (2k + 1) \frac{\pi}{2} \right]^2$$



Figure 2 a: Mesures vibratoires en flexion

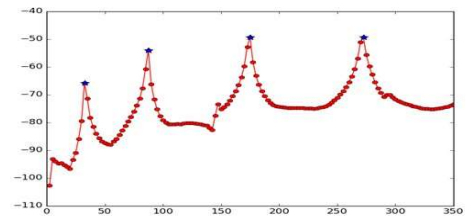


Figure 2 b: Exemple de réponse fréquentielle et identification des pics

Les essais vibratoires en traction ont été réalisés sur une machine de classement Xyloclass<sup>®</sup>. Cette machine est un dispositif de classement des bois de structure certifié pour le pin maritime à partir d'une vibration longitudinale en traction. Ce protocole de caractérisation permet des cadences plus soutenues que le protocole en flexion dynamique. Sa capacité de classement mécanique est validée sur le principe, par la normalisation européenne. Le Xyloclass permet d'estimer pour chaque poutre de la population, la fréquence du premier mode propre en traction, ce qui permet de déterminer le module d'élasticité (Et ou MOEt) à partir des masses, des dimensions (longueur, largeurs, hauteurs), mesurées automatiquement dans le processus.

## 2.4 Mesure de profil par la machine Xyloprofil

L'enregistrement de l'enveloppe extérieure de chaque poutre a été fait sur la machine Xyloprofil qui intègre un système de mesure presque continue des dimensions des sections des poutres par capteurs laser. Ce type d'acquisition permet de reconstruire la forme des pièces pour vérifier la rectitude d'un sciage (déformations longitudinales, gauchissement, tuitage...), contrôler la qualité d'un profil d'usinage ou encore réaliser la volumétrie des échantillons. ([www.xylomeca.fr](http://www.xylomeca.fr))

La photographie des faces extérieures est également réalisée pour la localisation des défauts et plus particulièrement des nœuds. Les 173 poutres composant la population ont été passées sur la machine xyloprofil et leurs profils ont été mesurés. L'objectif ici est de référencer le profil des lamelles à l'état vert. Une nouvelle mesure effectuée sur les lamelles séchées permettra de quantifier les déformations résultantes, en croisant les données obtenues à l'état humide et à l'état sec pour chaque lamelle. Ces informations seront ensuite corrélées à la rigidité des composants, et feront aussi l'objet d'une étude pour optimiser la réalisation de composites à base de bois.

## 3. Premiers résultats des mesures dynamiques

### 3.1 Qualification générale de l'échantillon à l'état vert

#### 3.1.a: Variabilité de l'échantillon

La figure 3 fait apparaître la variabilité comparée de la masse volumique moyenne de chaque poutre et du module vibratoire de 157 résultats exploités.

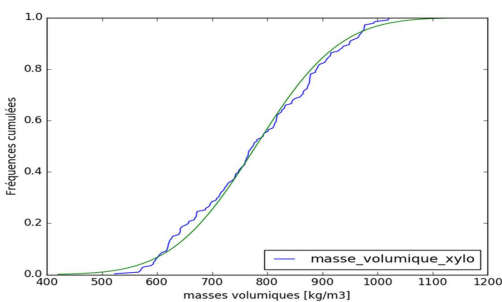


Figure 3a: Fréquences cumulées des masses volumiques

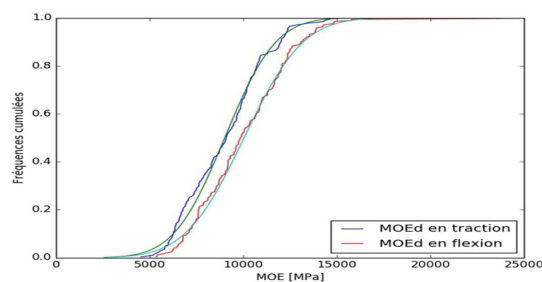


Figure 3b: Fréquences cumulées des modules dynamiques déterminés par des essais de traction (MOEt) et des essais de flexion (MOEf).

#### 3.1.b: Corrélation des variables

La figure suivante montre les corrélations de trois paramètres mesurés le module dynamique obtenu par vibration en traction/compression MOEt, et par flexion MOEf, ainsi que la masse volumique. Cette dernière reste un faible indicateur des deux modules avec un  $R^2$  voisin de 0,5. Les modules MOEt et MOEf sont corrélés avec un  $R^2=0,9$ . Malgré une pente de 1 pour la droite de régression, les mesures ne sont pas interchangeables, n'assurant pas la bijectivité des deux mesures.

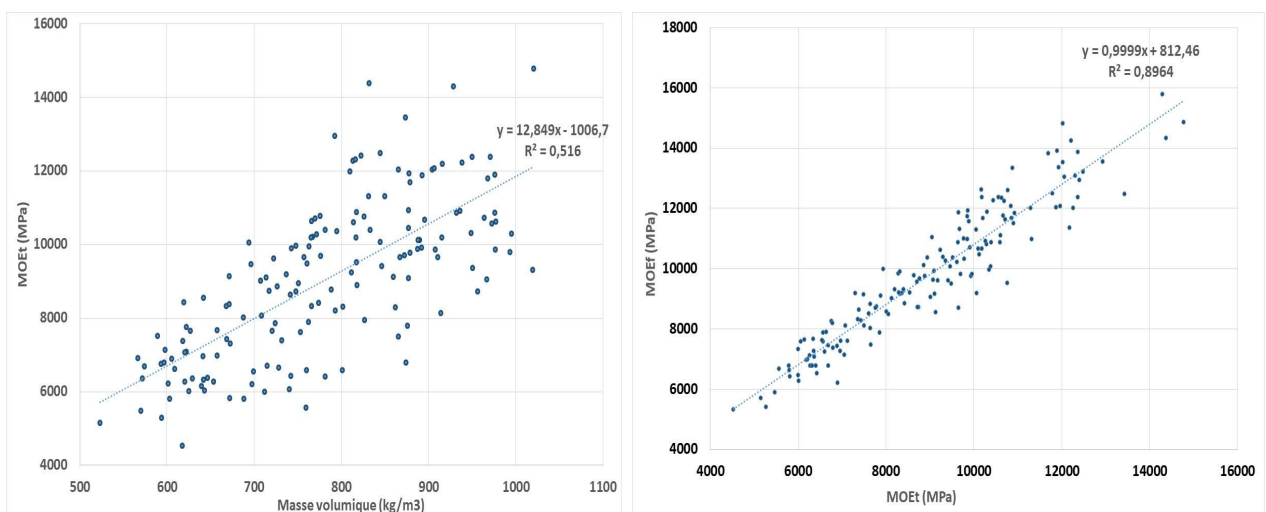


Figure 4 : Corrélations entre les masses volumiques et les modules dynamiques



### 3.2 Répartition intra-arbres de la rigidité du matériau selon sa localisation

On choisit ici de représenter le module de flexion selon la localisation de la poutre

Les figures 5 et 6 montrent la répartition du MOEF en fonction de la position du sciage dans la hauteur de l'arbre et dans la section de l'arbre. Les six tronçons représentés sur la figure 5 ont une longueur correspondant à la longueur des poutres sciées, soit 2,5 m. Cette représentation montre la variabilité décroissante du module depuis les billes de pied jusqu'au sommet. La bille de pied fait apparaître les modules les plus élevés, mais aussi les modules les plus faibles correspondant à la présence du bois juvénile avec un module moyen inférieur de 20%. Ces faibles valeurs de bois juvénile sont mises en évidence dans la figure 6 : les sciages de cœur (code blanc) ont des modules généralement plus faibles que les sciages de rives. En revanche, la représentation ne permet pas de mettre en évidence un effet du vent dominant sur la répartition des modules.

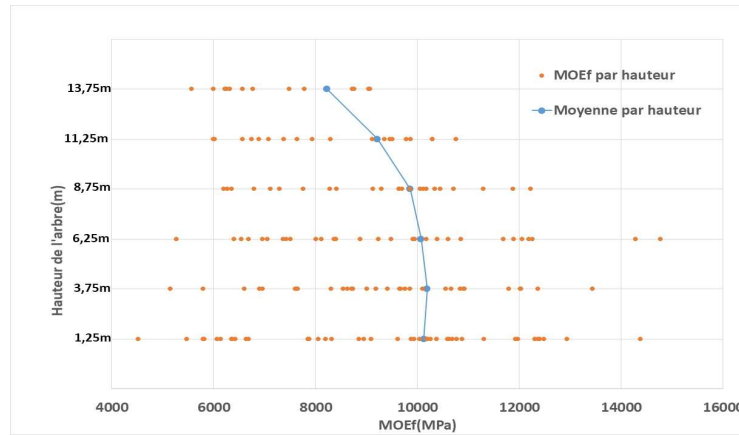


Figure 5 : MOEF des sciages représentés en tête des billons selon leur position en hauteur dans l'arbre

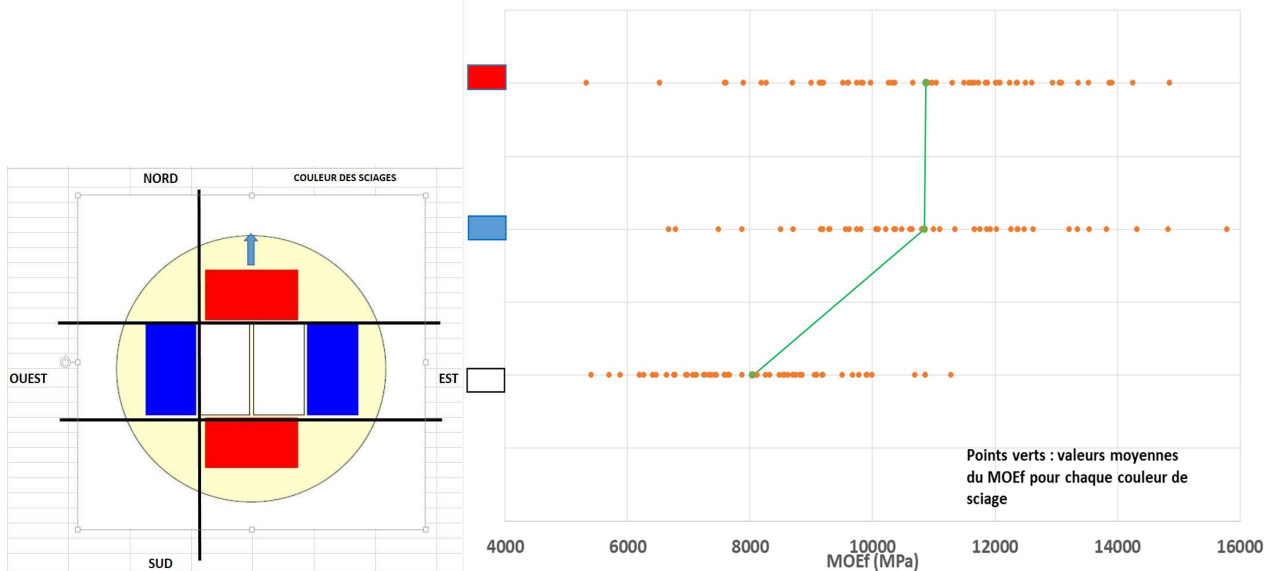


Figure 6 : MOEF en fonction de la position du sciage dans la section

## 4. Conclusion

Afin d'optimiser l'utilisation d'une ressource ligneuse en tenant compte de sa variabilité, 173 sciages de 2,5 m de long ont été tirés de six arbres choisis comme échantillonnage. L'objectif est de concevoir des composites lamellés-collés de rigidité équivalente à la classe structurale normative GL28. La rigidité des sciages a été évaluée par un essai de flexion statique original représentatif de la rigidité globale et par deux mesures vibratoires en traction/compression et en flexion.

Les premiers résultats obtenus sur les rigidités dynamiques des sciages à l'état vert montrent que la masse volumique est mal corrélée ( $R^2=0,5$ ) aux modules alors que les modules en traction et en flexion le sont ( $R^2=0,9$ ) sans pour autant que l'ordonnement soit respecté. La répartition intra-arbre montre une rigidité et sa dispersion décroissantes avec la hauteur du sciage dans l'arbre. La position dans la grume et du vent dominant n'apparaît pas encore significatif dans l'état actuel de l'analyse des résultats. En complément de l'analyse des essais statiques, une nouvelle campagne de mesure sur les sciages ramenés à l'état sec doit être effectuée.

L'issue du projet est de fournir des critères de suivi de la qualité mécanique de la ressource non classée structurellement dans le but de concevoir des éléments composite bois de structure validés pour la construction.

## 5. Bibliographie

- [ASSO 13] ASSOUDO, A., *Caractérisation du matériau bois de structures utilisé en construction par la méthode vibratoire : une technique de mesure non vibratoire*, Afrique SCIENCE, 09(2) (2013), 11-22.
- [BRAN 02] BRANCHERIAU L., *Expertise mécanique des sciages par analyses des vibrations dans le domaine acoustique*, Thèse de doctorat, Université de la Méditerranée-Aix Marseille II, 2002.
- [CAST 05] CASTERA, P., *La qualité du bois de pin maritime*, Forêt méditerranéenne, t. XXVI, n°1, mars 2005.
- [CASA 98] CASAGRANDE S., *Evaluation non destructive par une analyse vibratoire des performances mécaniques de bois reconstitués*, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 1998.
- [MVOG 08] MVOGO J., *Regroupement mécanique par méthode vibratoire des bois du bassin du Congo*, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 2008.



---

# Construire avec des ressources locales : le béton de terre coulé

Sophie Nicot<sup>1</sup>, Philippe Devillers<sup>2</sup>, Éric Garcia Diaz<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Ecole Nationale Supérieure d'Architecture de Montpellier, 179 rue de l'Espérou, 34093 Montpellier cedex 5, sophie.nicot@montpellier.archi.fr

<sup>2</sup> Laboratoire Innovation Formes Architecture Milieux, Ecole Nationale Supérieure d'Architecture de Montpellier, 179 rue de l'Espérou, 34093 Montpellier cedex 5, philippe.devillers@montpellier.archi.fr

<sup>3</sup> Centre des Matériaux des Mines d'Alès, Ecole des Mines d'Alès, 6 avenue de Clavières, 30 319 Alès cedex, eric.garcia-diaz@mines-ales.fr

---

*RÉSUMÉ.* Alors qu'on utilisait la terre, la pierre ou encore le bois dans la construction depuis des millénaires, l'évolution des techniques de construction ainsi que la standardisation des matériaux et des bâtiments ont conduit à leur abandon progressif. L'utilisation de matériaux locaux peu transformés favorise le développement de pratiques architecturales plus écologiques en réduisant l'empreinte énergétique des ouvrages et en améliorant l'insertion des ouvrages dans le paysage. Le béton de terre coulé peut être comparé au pisé. En effet, ces deux techniques utilisent les mêmes constituants, ce qui va les différencier c'est la consistance du mélange à l'état frais : le pisé utilise une terre humide qui va être compactée par couche de 15 cm d'épaisseur dans les coffrages, alors que la technique du béton de terre coulé consiste à rendre la terre visqueuse de manière à la mettre en œuvre dans les coffrages avec une aiguille vibrante, comme un béton classique. Comparée au pisé ou aux blocs de terre compactée qui demandent un temps de mise en œuvre très important, le béton de terre coulé s'affirme comme une technique très prometteuse d'un point de vue économique.

*ABSTRACT.* While earth, stone and wood had been used in construction for thousands of years, the evolution of construction techniques and the standardization of materials and buildings led to their gradual abandonment. The use of local materials with little transformation promotes the development of more ecological architectural practices by reducing the energy footprint of the structures and by improving the integration of the structures into the landscape. Poured earth concrete can be compared to rammed earth. Indeed, these two techniques use the same constituents, what will differentiate them is the workability of the mixture in the fresh state: rammed earth uses a wet ground which will be compacted by layer of 15 cm thickness in the formworks, whereas the technique of poured earth concrete consists in making the ground viscous so as to implement it in the formworks with a vibrating needle, like a traditional concrete. Compared to rammed earth or compressed stabilized earth blocks that require a very long time of implementation, poured earth concrete is a very promising technique from an economic point of view.

*MOTS-CLÉS :* vernaculaire, ressources locales, construction en terre, béton de terre coulé.

*KEY WORDS :* vernacular, local resources, earth construction, poured earth concrete.

---

## 1. Introduction

L'impact environnemental de la fabrication des matériaux de construction et de leur traitement en fin de vie est rarement évalué et ne fait encore l'objet d'aucune contrainte réglementaire. Pourtant, tout comme l'utilisation du bâtiment, ces étapes occasionnent des consommations d'énergie (l'énergie grise), d'eau, l'épuisement des ressources naturelles et diverses pollutions. L'analyse du cycle de vie du bâtiment, de sa construction à sa fin de vie, montre bien que la contribution des matériaux est importante, d'autant plus, que les consommations énergétiques pendant l'utilisation auront déjà été optimisées. Aujourd'hui, l'action de l'homme sur son environnement impacte le climat, le cycle de l'eau, les flux de matières et d'énergie ou encore la composition chimique des océans. La prise de conscience de ces impacts est déterminante pour l'architecture. La réinterprétation de l'architecture vernaculaire avec les outils de la modernité industrielle constitue une piste de recherche intéressante pour relever le défi de l'architecture écologique. L'architecture vernaculaire est un tout qui respecte aussi bien les critères humains, l'environnement et ses ressources, mais également les critères architecturaux et les méthodes de mise en œuvre. D'après Pierre Frey : « *sont vernaculaires toutes les démarches qui tendent à agencer de manière optimale les ressources et les matériaux disponibles en abondance, gratuitement ou à très bas prix, y compris la plus importante d'entre elles : la force de travail* » [FRE 10]. La terre est un matériau qui répond à plusieurs critères de l'économie circulaire : c'est une ressource renouvelable et locale, et le bilan carbone de son cycle de vie est excellent [PAC 12]. Deux cent ans après la découverte des chaux et ciments artificiels par l'ingénieur Louis Vicat, environ 80% des constructions en France sont en béton. Le passage de la chaux au ciment artificiel dans la construction marque un véritable tournant. C'est tout le dispositif de production qui se réorganise ainsi qu'une culture constructive qui se renouvelle. Jusqu'à l'invention de Vicat, le poste de travail se situait sur le chantier et on utilisait la chaux locale issue de carrières à proximité. Par la suite, la production devient industrielle et s'affranchit de la contrainte géologique. De là commence une transition : ce n'est plus le savoir-faire des ouvriers qui est recherché, mais l'approvisionnement des matériaux de construction. Les outils de mise en œuvre évoluent dans un même but : atteindre une qualité industrielle [SIM 10]. Les centrales à béton apparaissent aux États-Unis et en Allemagne, elles arrivent en France vers 1933. Le béton, produit de manière industrielle, n'est alors plus fabriqué sur chantier et est transporté sur site par des camions toupies. De nos jours, 99% des constructions en béton sont réalisées avec du béton qui n'est pas fabriqué sur site. Le béton qui possède une véritable culture constructive en France peut avoir une alternative et s'adapter afin de répondre au mieux aux problématiques économiques et écologiques actuelles : le béton de terre coulé pourrait en être une. Cette communication présente les résultats d'un projet architectural dont l'objectif est de réapprendre à construire avec les ressources que l'on trouve à proximité du lieu de construction, afin de mieux insérer les ouvrages dans le paysage.

## 2. Cadre de l'étude

Le domaine viticole *Le Mas de l'Écriture* se situe au cœur de l'appellation *Les terrasses du Larzac*. Pour Pascal Fulla, le propriétaire du domaine, être vigneron c'est avoir la chance de pouvoir s'impliquer concrètement et chaque jour dans la préservation de notre planète. Conscient de la primauté de la nature, il a décidé en 2009 d'opter pour l'agriculture biologique : « préserver la vie des sols, la beauté et la santé de nos vignes et de leur environnement tout en rêvant à un monde meilleur c'est cela aussi notre pratique biodynamique ». La volonté de Pascal Fulla de travailler avec des ressources locales, la terre de sa propriété correspond parfaitement à la démarche du domaine viticole. Le projet architectural consiste à créer un ensemble de murets qui permettra de marquer l'entrée du domaine et d'accompagner le visiteur lors de son cheminement jusqu'au chai (Figure 1). Le domaine du Mas de l'Écriture se situe le long de la rue de la Font du Loup à l'est de Jonquières. Le terrain présente une topographie plane. Au droit des fouilles de reconnaissance, les terrains ont été identifiés sous la forme de limons marrons rougeâtres présentant quelques graves et cailloux plus ou moins roulés, jusqu'à une profondeur d'environ -0,70 m. Un banc de graves et cailloux roulés, partiellement cimentés, est ensuite recoupé jusque vers -2,00 m. Au-delà et jusqu'en fond de fouille (-2,80 m), les matériaux sont des limons argileux. Une nappe phréatique dont le toit se situe vers -2,00 m est à proximité du banc graveleux partiellement cimenté. Un premier sondage de reconnaissance a été effectué sur une surface de 1 m<sup>2</sup>. Les vingt premiers centimètres de terre ont été mis de côté car ils contenaient trop de matière organique pour être utilisés. Sept prélèvements ont ensuite été effectués entre -0,20 m et -0,60 m, profondeur à laquelle démarre un banc de graves et cailloux roulés, partiellement cimentés. L'ensemble des prélèvements effectués correspond à des limons marron rougeâtres comportant une quantité de graves et cailloux plus ou moins importante (Figure 1). Lorsque la profondeur du prélèvement augmente la proportion de grave et cailloux augmente également. Afin de compléter ces premiers résultats, des analyses complémentaires sur les fines inférieures à 100 µm ont été effectuées. La distribution de la taille des particules a été effectuée par granulométrie laser. Les résultats ont été interprétés selon la classification usuelle utilisée pour

les constructions en terre [MIN 00]. Les fines du sol de Jonquières sont composées de 10,9% d'argile, 63,5% de limon et 25,6% de sable. Pour compléter cette interprétation basée sur des critères uniquement géométriques, une analyse de la matière cristalline a été effectuée par diffraction des rayons X. Cette analyse a révélé la présence de dolomite, calcite et quartz. De la muscovite (mica) et peut être de la sanidine (feldspath) ont également été trouvées. Aucune trace d'argile n'a été trouvée. Une analyse par diffraction des rayons X a également été effectuée après une attaque acide, cette analyse n'a révélé aucune trace d'argile. L'excavation de la terre a été réalisée sur une bande de 25 mètres de long par 5 mètres de large entre -0,20 m et -0,40 m de profondeur. Un volume de 25 m<sup>3</sup>, correspondant au mètre des ouvrages à construire, a donc été excavé. Le trou a été partiellement comblé en utilisant les vingt premiers centimètres de terre qui avaient été préalablement mis de côté. La terre excavée a été mise en tas, juste à côté de la zone de prélèvement, pour qu'elle sèche.



entrée du domaine viticole,  
projet architectural, état projeté.



limon marron rougeâtre présentant quelques  
graves et cailloux plus ou moins roulés.

**Figure 1.** Domaine Le Mas de l'Écriture, 5 rue de la Font du Loup, 34 725 Jonquières.

### 3. Stratégie constructive

La stratégie adoptée, du fait de la typologie particulière du sol, est d'essayer de ne travailler qu'avec des granulats issus du sol de Jonquières. Un protocole spécifique de préparation du sol a donc été mis au point. Un criblage de la terre préalablement séchée à 5 mm a tout d'abord été effectué. La première partie du travail a consisté à mettre au point le processus de fabrication du sable et du gravier à partir des passants et des refus au crible de 5 mm. L'analyse granulométrique des passants au crible de 5 mm montre un sable trop grossier ( $d_{50} = 2,21$  mm), comportant trop peu de fines (1,34 %). Pour le béton de terre coulé, il est nécessaire que le sable comporte un taux de fine important pour compenser le plus faible dosage en liant (ciment et chaux aérienne) et conserver un volume de pâte proche de 30%. Le concassage des passants au crible de 5 mm avec un écartement des mâchoires minimum (environ 0,5 mm) a permis d'obtenir un sable 0/2. Le sable obtenu est beaucoup plus fin ( $d_{50} = 367$  µm) et présente un taux de fine beaucoup plus important (21,30 %). Le module de finesse calculé selon l'annexe B de la norme européenne NF EN 12620 est égal à 2,21, ce qui classe le produit obtenu comme un sable moyen. La masse volumique spécifique du sable obtenu a été déterminée par pycnométrie à l'hélium, elle est de 2660 kg/m<sup>3</sup>. Les refus au crible de 5 mm comportent une proportion de grains supérieurs à 20 mm trop importante. Un des objectifs de ce projet étant d'utiliser au maximum les ressources naturelles, c'est-à-dire le sol de Jonquières, il a également été décidé de concasser les refus au crible de 5 mm afin de ne pas générer 30 % de rebus sur les refus au crible de 5 mm. Le concassage des refus au crible de 5 mm avec un écartement des mâchoires de 10 mm a permis d'obtenir une grave 0/20. Cette grave contient 11,18% de sable et 88,82% de gravier. La masse volumique spécifique de la grave obtenue a été déterminée par pycnométrie à l'hélium, elle est de 2700 kg/m<sup>3</sup>. L'optimisation du squelette granulaire de la formulation de béton de terre coulé a ensuite pu être effectuée en utilisant la méthode Dreux et Gorisse révisée par l'ATILH. Le mélange a été stabilisé à 7% de ciment et 3% de chaux aérienne.

### 4. Mise au point et caractérisation de la formulation de béton de terre coulé

Afin de caler le dosage en eau, plusieurs gâchées ont été réalisées en laboratoire sur un malaxeur Guedu de capacité 30 litres. L'ordre d'introduction des constituants dans le malaxeur est le suivant : eau, sable, chaux, ciment, grave. Pour chaque gâchée, la consistance du béton frais a été mesurée par l'essai d'affaissement au cône d'Abrams, immédiatement après la vidange du malaxeur. Un dosage en eau de 315 kg/m<sup>3</sup>, correspondant à un rapport eau/ciment de 2,67 a permis d'atteindre la consistance voulue. La formule semble stable puisque pour les

trois gâchées réalisées, les affaissements sont de 10,5 cm, 10,1 cm et 12,1 cm. Une étude de robustesse de la formulation vis-à-vis de la teneur en eau a été effectuée. Avec moins dix litres d'eau par mètre cube l'affaissement obtenu n'est plus que de 1,4 cm. Avec plus dix litres d'eau par mètre cube l'affaissement obtenu atteint 16 cm. Il semble donc que la formule soit très sensible à la teneur en eau ce qui exigera de prendre des précautions particulières lors de la fabrication du béton sur le chantier. Pour l'ensemble des essais effectués, les éprouvettes ont été démoulées à 24 heures et placées dans des sacs plastiques étanches pendant 6 jours. Elles sont donc restées en autodessiccation pendant 7 jours. Elles ont ensuite été retirées des sacs plastiques et placées dans une salle régulée en température et en hygrométrie ( $T=20^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{HR}=50\%$ ) jusqu'à la date de l'essai. Pour les essais de résistance en compression humide, les éprouvettes ont été maintenues dans les sacs plastiques étanches jusqu'à la date de l'essai. La résistance en compression sèche est de  $2,63\pm 0,07$  MPa, elle est donc supérieure à 2 MPa. Ce seuil de 2 MPa a été défini pour les constructions en pisé par la Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation en 1987 [PAC 12]. Le rapport de la résistance humide sur la résistance sèche est égal à 0,68. Pour les constructions en pisé, un rapport compris entre 0,33 et 0,50 est recommandé, suivant la sévérité des précipitations [HEA 95]. Ce rapport constitue un indicateur de durabilité pour le béton de terre coulé. Bien que la résistance en compression soit plus faible que pour un béton classique, on constate que les modèles utilisés classiquement pour estimer la résistance en compression du béton à partir des paramètres de formulation semblent également fonctionner pour le béton de terre coulé. La relation de Féret semble être la plus adaptée pour le béton de terre coulé. Des essais de mesure du retrait linéique ont été effectués sur des éprouvettes  $7\times 7\times 28$  cm<sup>3</sup> munies de plots. On observe un retrait important immédiatement après la sortie des éprouvettes des sacs étanches dû à une perte d'eau conséquente. Après 22 jours, le retrait moyen mesuré est d'environ 0,15 %. Des essais de mesure d'absorption d'eau par capillarité ont été effectués sur des éprouvettes  $10\times 10\times 10$  cm<sup>3</sup> dont les faces latérales ont été imperméabilisées. Le coefficient d'absorption capillaire à 24 heures est de 21,20 kg/m<sup>2</sup>. Les absorptions d'eau mesurées sont relativement importantes : 10,82 % en massique, ce qui représente 21,20 % en volumique, soit plus d'un cinquième du volume. Le coefficient d'absorption d'eau A est égal à 7,34 kg.m<sup>-2</sup>.h<sup>-0,5</sup> soit 0,12 kg.m<sup>-2</sup>.s<sup>-0,5</sup>.

## 5. Conclusion

Pour conclure, le béton de terre coulé de Jonquières appartiendrait à la classe B définie par l'Auroville Earth Institute [MAI 15] pour les blocs de terre compactée stabilisée : résistance en compression sèche comprise entre 2 et 5 MPa, résistance en compression humide comprise entre 1 et 2 MPa, retrait compris entre 0,1 et 0,2 %, absorption d'eau comprise entre 10 et 20 %. Des travaux de recherche menés au sein de la chaire construction durable de l'école polytechnique fédérale de Zurich ont montré qu'un superplastifiant classique de l'industrie du béton permet de diminuer le seuil d'écoulement d'un sol classique utilisé pour les enduits [OUE 16]. Ces travaux permettent d'envisager la réduction du dosage en eau et la mise au point de bétons d'argile auto-plaçants.

## 6. Bibliographie

[FRE 10] Frey P., *Learning from vernacular*, Arles, Editions Actes sud, 2010.

[HEA 95] Heathcote K.A., « Durability of earthwall buildings », *Construction and Building Materials*, Vol. 9, 1995, p. 185-189.

[MAI 15] Maini S., *Poured Earth Concrete research: road experimentation at visitor's centre*, Auroville Earth Institute, 2015.

[MIN 00] Minke G., *Earth construction handbook. The building material earth in the modern architecture*. Southampton, Editions WIT press, 2000.

[OUE 16] Ouellet-Plamondon C.M., Habert G., « Self-Compacted Clay based Concrete (SCCC): proof-of-concept », *Journal of Cleaner Production*, Vol. 117, 2016, p. 160-168.

[PAC 12] Pacheco-Torgal F., Jalali S., « Earth construction: Lessons from the past for future eco-efficient construction », *Construction and Building Materials*, Vol. 29, 2012, p. 512-519.

[SIM 10] Simonnet C., *Le béton armé : origine, invention, esthétique*, Marseille, Editions Parenthèses, 2010.

---

# Etude comparative de l'efficacité de la réparation du béton avec des matériaux composites bio ressourcés et des composites carbone-époxyde

Mariam LIMAIEM<sup>1,2</sup>, Elhem GHORBEL<sup>1</sup>, Oualid LIMAM<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Université Cergy Pontoise Paris Seine, Laboratoire de Mécanique et de Matériaux de Génie Civil, France. [Mariem.limaie@m-cergy.fr](mailto:Mariem.limaie@m-cergy.fr)

<sup>2</sup> Université de Tunis El Manar, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Laboratoire de Génie Civil, Tunisie

---

*RÉSUMÉ.* Le recours aux matériaux composites pour la réparation des ouvrages en béton s'est répandu afin de remédier au différent endommagement subi ces dernières décennies. Les composites de Carbone ont montré d'excellentes performances ainsi une grande facilité d'application. Ces matériaux restent polluants et chers ce qui va à l'encontre du développement durable. Ce travail s'intéresse à l'étude de réparation du béton avec des matériaux composites bio-ressourcés en les comparant avec ceux du carbone. Pour cela, deux différents matériaux composites sont utilisés, le premier est un PRFC, le deuxième est un PRFN. Le béton étudié est de classe C35/45 testé à 90 jours. L'étude menée se compose d'une partie expérimentale explorant la différence de réparation de béton avec un PRFC et un PRFN et d'une étude semi analytique pour la modélisation du problème de confinement. Les résultats préliminaires montrent que l'utilisation du PRFN a réussi restituer les performances mécaniques initiales et les améliorer ce qui encourage leurs utilisation à la place des PRFC.

*ABSTRACT.* Using composite materials for repairing concrete structures has been widely spread in order to remedy to different underwent damages through last decades. These materials are still polluting and expensive which goes against sustainable development. This work studies concrete repairing with bio-resourced composite materials in comparison with carbon ones. For this purpose, two different composite materials are used; the first one is CFRP, the second one is NFRP. The concerned concrete is a C34/45, tested after 90 days of curing. The conducted research is composed of an experimental part exploring the difference between using CFRP and NFRP for repairing damaged concrete and a theoretical part for modeling concrete confinement. Preliminary results show that using PRFN allowed restoring and enhancing initial mechanical performances which promotes its use instead of CFRP.

*MOTS-CLÉS :* composite, endommagement, carbone, bio-ressourcé, confinement, modélisation

*KEYWORDS:* composite, damage, carbon, bio-resourced, confinement, modelling

---

## 1. Introduction

Les structures en génie civil ont subi, au cours des années, des dégradations dues aux conditions environnementales agressives ou aux chargements mécaniques excessifs ce qui a rendu leur utilisation suspecte. La réparation traditionnelle de ces structures, telle que le chemisage, est généralement difficile à mettre en œuvre, coûteuse et peu efficace. Un nouveau matériau dont l'utilisation est devenue répandue dans le monde est le polymère renforcé par des fibres de Carbone PRFC. Ce matériau composite présente d'excellentes performances mécaniques meilleures que l'acier [WAN 07] et une facilité de mise en œuvre sur le chantier. Cependant certains freins doivent être levés pour respecter les critères environnementaux de plus en plus présents. Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'ANR MICRO et a pour objectif d'étudier la possibilité de remplacer les matériaux composites traditionnels (carbone/époxyde) par des matériaux bio ressourcés. Pour cela, la première partie est consacrée à la caractérisation des matériaux utilisés afin de comparer leurs performances. La deuxième partie est dédiée à l'étude de l'efficacité de la réparation des colonnes en béton endommagées mécaniquement. Dans la troisième partie une étude semi-analytique est proposée pour la prédiction des performances des bétons réparés.

## 2. Caractérisation des matériaux

### 2.1. Béton

Le béton utilisé est de classe C35/45. Sa formulation détaillée dans [OMA 17]. Les éprouvettes à réparer sont cylindriques de dimension 15x30 testées à 90 jours. La déformation est déterminée grâce à l'instrumentation des éprouvettes par 3 extensomètres liés par deux couronnes. L'essai est conduit par une presse hydraulique de capacité 3000KN avec une vitesse de chargement 0.5MPa/s. Le béton montre se comporte de façon viscoélastique endommageable. Il est caractérisé par une résistance moyenne à la compression de 43 MPa, une déformation au pic égale à 0.0016 et un module d'Young de 32 GPa.

L'endommagement mécanique en compression des bétons a été identifié à travers des essais de charge/décharge et estimé par la perte des modules élastiques (Figure 1). L'essai a été répété 5 fois. Le taux d'endommagement, est défini par un paramètre scalaire  $D = 1 - (E_s/E_c)$ . L'évolution de ce paramètre en fonction de la déformation imposée est reportée sur la figure 2 et son expression est donnée par l'Eq. (1).

$$D = 12.867(\varepsilon - 0.000147)^{0.57} \quad \text{avec } R^2=0.9926 \quad [1]$$

L'endommagement maximal mesuré est de 73%. Pour étudier l'efficacité de la réparation par les composites de bétons fissurés, les éprouvettes cylindriques ont été chargées en compression à deux niveaux de déformation  $\varepsilon_{c1} = 0.16\%$  (déformation au pic) et  $\varepsilon_2 = 0.25\%$  (déformation post-pic) correspondant à deux taux d'endommagements « D » de 30% et de 42% respectivement.

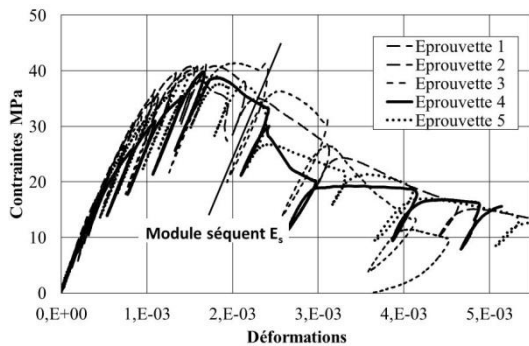


Figure 1 : Courbe contrainte-déformation en chargement cyclique de compression

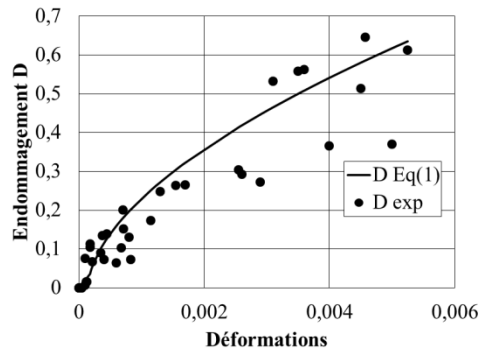


Figure 1 : Evolution de l'endommagement en fonction de la déformation

### 2.2. Composite

Deux types de composites unidirectionnels ont utilisés pour le confinement et la réparation des bétons. Le premier composite, fourni par l'entreprise SIKA, est constitué de tissus de fibres de carbone unidirectionnelles (SIKAWRAP-230C) et d'une résine époxyde de nom commercial SIKADUR. Le deuxième composite est composé d'une résine bio-ressourcée (pré-polymère CHS-EPOXY 520+durcisseur Cardolite) et d'un tissu en fibres de lin unidirectionnelles (LINCORE FF). Les composites ont été élaborés à température ambiante par moulage puis testés en traction uniaxiale à température ambiante à l'état réticulé. Les résultats obtenus montrent que le comportement des deux composites est élastique fragile jusqu'à la rupture avec des résistances moyennes de 2.1 GPa pour le C/Epoxyde et de 470 MPa pour le bio ressourcé alors que les modules  $E_{11}$  sont respectivement de 210 MPa et 183MPa.

### 3. Effet de la réparation sur endommagement mécanique

Les éprouvettes cylindriques 15x30 ont été confinées par deux couches pour le composte bio-ressourcée et une seule pour le composite carbone/epoxyde. Le confinement a été réalisé pour 3 taux d'endommagement ( $D=0\%$ ,  $D= 30\%$  et  $D= 42\%$ ) puis testées en compression uniaxiale. Le comportement est illustré par la figure 4 (a). On remarque que le confinement d'une colonne de béton ( $D=0\%$ ) conduit à l'augmentation la ductilité de la structure et de sa résistance mécanique à la compression sans affecter le module tangent. La courbe de compression du béton confiné ne comporte plus de phase post-pic et deux nouveaux paramètres sont introduits :  $f_{cc}$  correspondant à la résistance maximale à la compression et la déformation ultime  $\varepsilon_{cc}$ . Le comportement d'un béton endommagé avant réparation est décrit dans la figure 4(b). On observe une diminution de  $E_c$ ,  $f_{cm}$  et une augmentation de  $\varepsilon_{c1}$ . Les bétons endommagés avec  $D=30\%$  et  $42\%$  ont été réparés puis testés en compression.



On observe que les allures des courbes de compression du béton confiné et du béton réparé sont similaires (Figures 3 (a) et (b)).

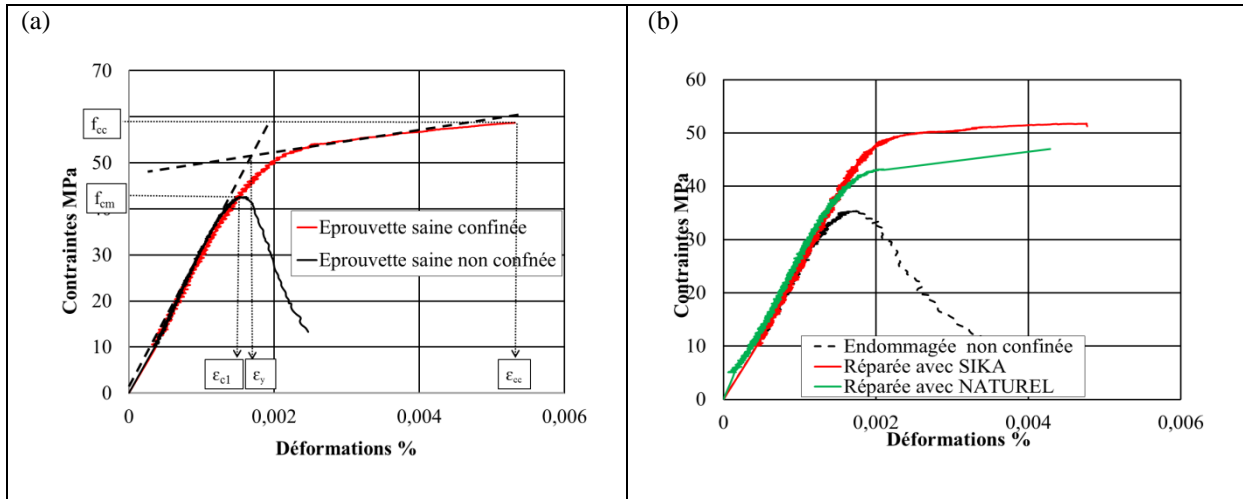


Figure 3 : Caractéristiques du béton confiné/réparé en compression

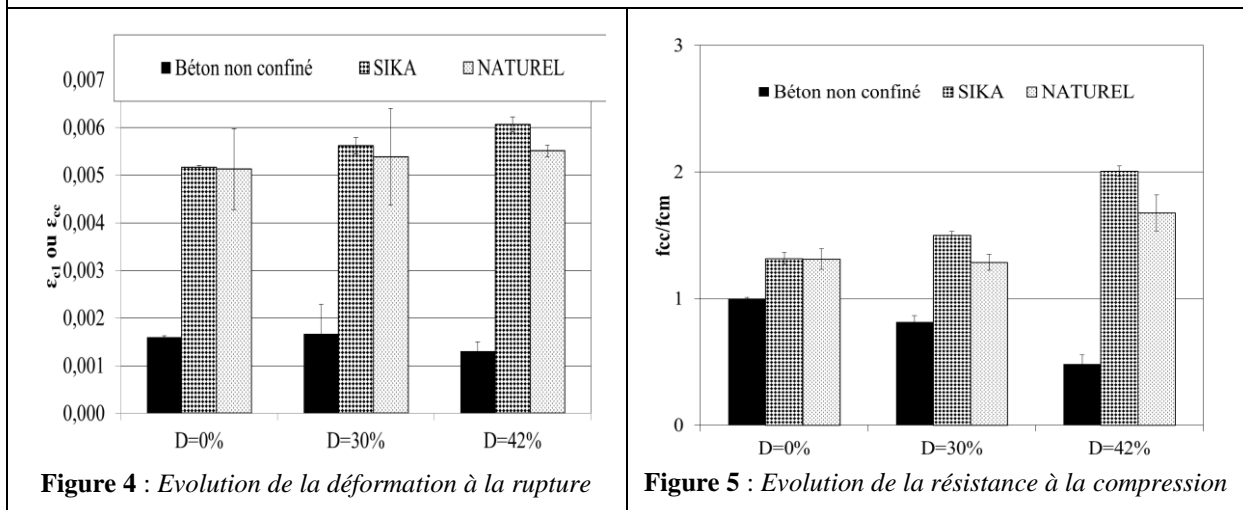


Figure 4 : Evolution de la déformation à la rupture

Figure 5 : Evolution de la résistance à la compression

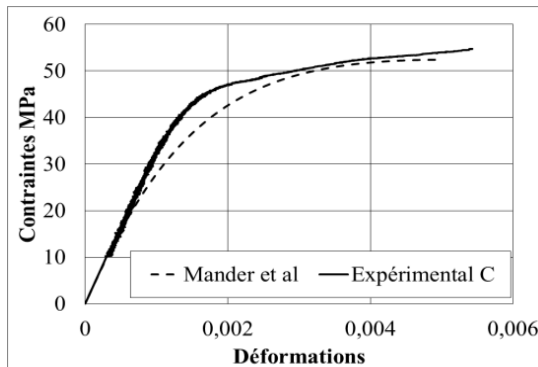
La rupture du béton confiné/réparé est gouvernée par celles des fibres du composite sollicitées en traction. L'effet du confinement/réparation n'est déclenché qu'au-delà de la résistance moyenne à la compression du béton ce qui explique la non restitution de la rigidité comme signalé par d'autres auteurs [CET 03]. Le confinement/réparation a permis au béton d'acquérir une grande capacité de déformation sous charge élevée, capacité d'autant plus élevée que le béton est fissuré (figure 4), et une résistance ultime à la compression 2 fois supérieure à la résistance moyenne à la compression pour le taux d'endommagement le plus élevée (figure 5). Par ailleurs, l'utilisation d'un composite bio-ressourcé pour le confinement/réparation conduit à des propriétés comparables à celles obtenues avec le composite Carbone/Epoxyde.

#### 4. Modélisation semi-analytique du problème du confinement du béton

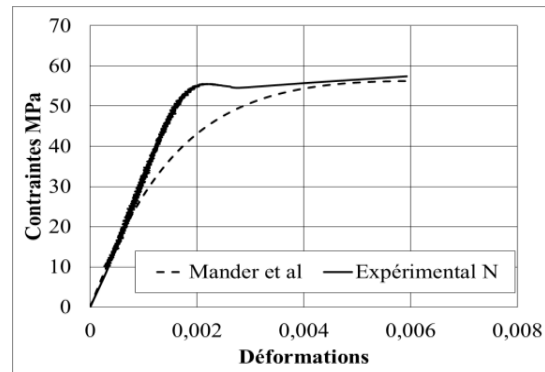
Une étude semi-analytique a été réalisée pour modéliser le comportement du béton confiné/réparé par des composites en compression selon le modèle de [MAN 88]. L'évolution de la contrainte en fonction de la déformation est décrite par l'équation [2]. Le modèle repose sur le calcul de la pression du confinement,  $f_1$ , de  $f_{cc}$ , de  $\epsilon_{cc}$  et de  $r$  (équations [3] et [4]) en fonction des propriétés du béton ( $\epsilon_{c1}$ ,  $f_{cm}$  et  $E_c$ ), de la résistance à la traction du composite  $f_j$  et des caractéristiques géométriques de l'éprouvette (diamètre D et épaisseur du composite t).

Les comparaisons entre les résultats issus du modèle et ceux expérimentaux sont illustrées dans les figures 6 et 7. On remarque que le comportement expérimental se décompose en trois phases ; la première élastique gouvernée par le comportement du béton, la deuxième de transition avec une contribution du comportement du composite soumis à des pressions internes provoquées par la déformation volumique du béton et la troisième gouvernée par le comportement du composite. Le modèle de Mander traduit de façon satisfaisante le

comportement du béton confiné/réparé au niveau de la première et troisième phase. La résistance ultime à la compression est prédite avec une erreur de 4%. Le comportement ductile (3<sup>ème</sup> phase) a été bien pris en compte par le modèle alors que des écarts existent et nécessitent une meilleure analyse au niveau de la deuxième phase.



**Figure 6 :** Modélisation avec le composite SIKA



**Figure 7 :** Modélisation avec le composite NATUREL

$$f(\varepsilon) = f_{cc} \times \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \times \frac{r}{r-1 + (\varepsilon/\varepsilon_{cc})^r} \quad [2]$$

$$f_1 = 2(t/D)f_j \quad \text{et} \quad f_{cc} = f_{cm} \left( -1.2541 + 7.94 \left[ (f_1/f_{cm}) + 2.254 \right]^{0.5} - 2(f_1/f_{cm}) \right) \quad [3]$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c1} \left[ 1 + 5 \left( (f_{cc}/f_{cm}) - 1 \right) \right] \quad \text{et} \quad r = \frac{E_c}{E_c - (f_{cc}/\varepsilon_{cc})} \quad [4]$$

## 5. Conclusions

Le confinement/réparation des colonnes en béton par des composites unidirectionnels a conduit à une amélioration de la résistance à la compression de 180% et une grande capacité à la déformation. Les performances obtenues lors de l'utilisation du composite bio ressource sont prometteuses pour la réparation des structures du génie civil. L'étude semi-analytique a permis une prédiction fiable des caractéristiques mécaniques utilisées dans les codes de calcul du béton confiné/réparé comprimé.

## 6. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier l'ANR MICRO pour le support financier.

## 7. Bibliographie

- [CET 03] Cetisli, F., Naito, C.J., «State of the Art of Analytical Prediction for Confined Concrete» ATLSS Reports, N03-24. 2003
- [DON 15] Dong a, C.X., Kwan a, A.K.H., «Effects of confining stiffness and rupture strain on performance of FRP confined concrete» Engineering structures, Vol. 97,N. 2015
- [OMA 17] Omary,S., Ghorbel, E., Wardeh, G., Nguyen, M.D., «Mix Design and Recycled Aggregates Effects on the Concrete's Properties» International journal of civil engineering 2017
- [MAN 88] Mander, J.B., Priestley, J.N., Park, R., «Theoretical stress-strain model for confined concrete» Journal of Structural Engineering, Vol.114, No.8, 1988
- [WAN 07] Wang, Y. C., Wong, P. M. H., & Kodur, V. « An experimental study of the mechanical properties of fibre reinforced polymer (FRP) and steel reinforcing bars at elevated temperatures» Composite Structures, Vol 80 N(1), 131–140. 2007

---

# Étude des bétons biosourcés à base de terre crue et de chanvre dans le cadre du projet ECO-TERRA

Arthur Hellouin de Menibus<sup>1,2</sup>, Clément Basco<sup>3</sup>, Matthias Degrave-Lemeurs<sup>1,2</sup>, Thibaut Colinart<sup>4</sup>, Philippe Glé<sup>5</sup>, Erwan Hamard<sup>6</sup>, Thibaut Lecompte<sup>3</sup>, Hélène Lenormand<sup>7</sup>, Marie Meunier<sup>8</sup>, Théo Vinceslas<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Eco-Pertica, 61340 Perche-en-Nocé - arthur.hdm@ecopertica.com

<sup>2</sup> Association Nationale des Chanvriers en Circuits Courts, 79500 Melle

<sup>3</sup> Association Régionale de Promotion de l'Eco-construction, 14000 Caen

<sup>4</sup> Université de Bretagne Sud, IRDL, 56100 Lorient

<sup>5</sup> CEREMA Est, Laboratoire Régional de Strasbourg, 67035 Strasbourg

<sup>6</sup> IFSTTAR, MAST – GPEM, 44340 Bouguenais

<sup>7</sup> Unilasalle, Agriterre, 76130 Mont Saint Aignan

<sup>8</sup> Artisane, Les Chantiers de Demain, 50 860 Canisy

---

## RESUME

*Le projet Eco-Terra vise à acquérir les connaissances scientifiques et techniques nécessaires pour développer des bétons de terre-chanvre, et plus largement les bétons de terre allégée par des agroressources, en filière locale (100 km). L'application est l'isolation thermique et/ou phonique des bâtiments. La démarche a pour objet de comprendre les liens entre la variabilité des constituants (granulats et terres) et les propriétés physiques des mélanges, pour valoriser des ressources locales provenant de différents territoires. ECO-TERRA est un projet de recherche participative, qui intègre au même niveau des experts de laboratoire et des experts de terrain. L'objectif est de mieux comprendre les écomatériaux locaux et de répondre aux contraintes réglementaires liées aux biosourcés.*

## ABSTRACT

*The Eco-Terra project aims to acquire the scientific knowledge necessary to develop earth-hemp concretes, and more broadly earthen concretes lightened by agroresources produced in the local sector (100 km). The application is the thermal and / or sound insulation of buildings. The approach is to understand the links between the variability of constituents (aggregates and unfired clays) and the physical properties of mixtures, in order to valorize resources from different territories. ECO-TERRA is a participatory research project that integrates laboratory experts and field experts at the same level. The objective is to better understand local ecomaterials (hemp, land) and to account for the regulatory constraints related to the use of bio-based materials in buildings.*

**MOTS-CLÉS :** Eco-construction, terre allégée, mécanique, hygrothermique, acoustique, analyse de cycle de vie

**KEY WORDS:** Eco-construction, light earth, mechanical, hygrothermal, acoustic, life cycle analysis

---

## 1. Introduction

L'argile est une matière minérale naturelle présente dans le sol et le sous-sol que l'on trouve sur tout le territoire national. Les terres argileuses étaient traditionnellement utilisées dans la construction et le sont encore de nos jours (torchis, bauge, pisé...). Il reste peu de carrières en activité valorisant l'argile en tant que telle. Les argiles fines ne sont exploitées que par 5 carrières en France. Elles contiennent habituellement de la kaolinite, du mica et du quartz. Il y a de plus 9 carrières en activité pour le kaolin. Ces carrières d'argiles proposent généralement des prix prohibitifs pour une utilisation dans le bâtiment du fait de l'existence d'autres débouchés (cosmétique...). De plus, ces argiles pures ne sont pas bien adaptées pour la construction : les terres argileuses utilisées pour construire ne contiennent généralement guère plus de 30 % d'argile, complétée par des limons, sables et graviers. Par contre, des terres argileuses sont disponibles auprès des 126 producteurs d'objets en terre cuite (Fédération Française des Tuiles et Briques, 2011). Par ailleurs, des terres argileuses peuvent être récupérées auprès de carrières exploitant d'autres minéraux, qui déplacent des terres de découvertes, ou qui produisent des boues de lavage. Enfin, elle sont accessibles sous forme de déchet lors de travaux de terrassements ou de déconstruction de bâtiments en terre crue. De par la diversité des approvisionnements disponibles, la terre crue est un matériau qui permet l'éco-construction en filière locale (provenance inférieure à 100 km du chantier – voir 50 km ou moins pour la terre crue compte tenu de sa masse volumique).

Les modes constructifs traditionnels avec de la terre-crue sont lourds (torchis, bauge, adobe, pisé). Le fait d'alléger la terre avec des charges végétales telles que la paille ou la chènevotte (moelle de chanvre séchée et broyée) est une pratique contemporaine qui vise à lui conférer des propriétés isolantes. Le matériau obtenu, appelé terre allégée, est le seul à valoriser des terres très cohésives puisque le risque de fissuration est limité par la charge (fibres ou granulats). Le terre-chanvre est un matériau similaire au chaux-chanvre, qui peut servir en tant qu'isolant non porteur. Remplacer la chaux par de la terre crue permet d'utiliser des matériaux exclusivement locaux, réduit l'impact environnemental de la production des matériaux (pas de cuisson) et de l'étape de fin de vie (pas de concassage et possibilité de réutiliser le matériau).

Le projet ECO-TERRA (2016 - 2020) réunit plusieurs partenaires de recherche et de terrain (figure 1). Il a pour objectif d'une part d'évaluer en laboratoire les propriétés du terre-chanvre pour une utilisation dans les bâtiments : performances mécaniques, thermiques, hygriques, acoustiques, environnementales et durabilité. D'autre part, il vise à réaliser des recherches sur le terrain. Cela permet d'optimiser les modes constructifs et de développer des essais performantiels. La réalisation de chantiers en parallèle du projet doit permettre de lever l'ensemble des freins techniques, économiques et réglementaires à l'utilisation du terre-chanvre. La première spécificité du projet est qu'il intègre des constituants (terre et chènevotte) provenant de différentes sources pour que les résultats soient applicables à toute filière locale sur le territoire national. Nous ne cherchons pas à identifier la terre optimale pour produire de la terre allégée, mais à évaluer l'impact de la variabilité des constituants sur les performances. L'application des résultats de cette démarche scientifique permet un développement de l'éco-construction en filière locale. Aucune substance naturelle ou de synthèse n'est ajoutée. La seconde spécificité est qu'ECO-TERRA est un projet de recherche participative, intégrant au même niveau des experts de laboratoire et de terrain.

Cette communication présente la démarche du projet ECO-TERRA, et synthétise les résultats déjà publiés.



Figure 1 :  
Projet  
ECO-  
TERRA

## 2. Contexte : définir ce qu'est la terre allégée

La masse volumique d'une terre brute de terrassement varie typiquement entre 1500 et 1800 kg/m<sup>3</sup>. Tout mélange à base de terre-crue et fibre peut se revendiquer « terre allégée », mais il faut descendre en-dessous de 350 kg/m<sup>3</sup> pour que les matériaux puissent atteindre de performances d'isolation thermique acceptables. Plusieurs techniques de mise en œuvre sont possibles et induisent différentes masses volumiques (Figures 2, 3, 4, 5 et 6). En dessous de 200 kg/m<sup>3</sup>, la terre allégée a une résistance mécanique limitée et nécessite un coffrage perdu.



Figure 2: Adobes fibrés (1200 kg/m<sup>3</sup>)



Figure 3: Correcteur thermique (800 – 900 kg/m<sup>3</sup>)



Figure 4: Banchage (200 – 500 kg/m<sup>3</sup>)



Figure 5: Projection (200 – 500 kg/m<sup>3</sup>)

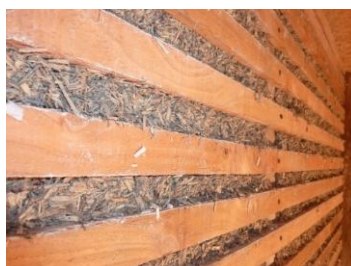


Figure 6: Coffrage perdu (150 - 200 kg/m<sup>3</sup>)

La mise en œuvre par projection du terre-chanvre est similaire à celle du chaux-chanvre. La technique développée par Eco-Pertica permet d'utiliser des terres locales et pas nécessairement des terres pré-formulées et finement calibrée : la terre est directement projetée sous forme de barbotine et non sous forme de poudre comme cela peut être le cas avec la chaux. Le matériau peut être projeté directement sur un support existant, en isolation par l'intérieur ou par l'extérieur. De fortes épaisseurs sont possibles : un chantier d'isolation par l'extérieur sur une maison en torchis a été réalisé sur une épaisseur de 32 cm, avec succès.

## 3. Matériaux

Le terre-chanvre banché ou projeté nécessite la fabrication d'une barbotine (mélange de terre et d'eau) et l'élimination de ses éléments grossiers (tamisage à 1,5 – 2 mm typiquement). Sur le terrain, la quantité d'eau est ajustée selon le test du gant (consistant à tremper sa main dans le mélange et à juger l'épaisseur et la continuité du film de barbotine qui reste sur la main) pour obtenir une viscosité satisfaisante. Des essais de terrain sont en cours de qualification pour obtenir des mesures plus fines de la viscosité des barbotines.

La barbotine est ensuite mélangée avec des granulats, dans des proportions de l'ordre de 25 à 50 % en masse de chènevotte / masse totale. Une trentaine de terres provenant de Normandie et de Bretagne et 4 types de chènevottes sont testés.

#### 4. Démarche et résultats

Les caractérisations de laboratoire visent à apporter tous les éléments de connaissance dont nous avons besoin pour construire en terre allégée. Cela inclut notamment :

- La caractérisation des constituants (premières analyses détaillées dans [VIN 17]).
- Des caractérisations mécaniques, thermique et hygriques pour identifier les performances des mélanges sur le terrain. Les premiers essais montrent que la limite élastique (0,3 MPa) est similaire à celle du chaux-chanvre, mais que le module d'élasticité est plus faible (de l'ordre de 9 MPa contre 9 à 44 MPa pour le chaux-chanvre) [VIN17]. D'un point de vue thermique, le chaux-chanvre et le terre-chanvre ont des conductivités thermiques du même ordre de grandeur pour une masse volumique donnée [VIN17].
- L'étude de la tenue au feu des mélanges : un premier essai certifié donne un classement B-s1-d0 pour un matériau recouvert d'un film de barbotine et de masse volumique sèche de 319 kg/m<sup>3</sup> (donnée interne Chanvriers en Circuits Courts).
- Le développement d'essais de terrain pour caractériser le terre-chanvre.
- L'analyse de cycle de vie du terre allégée en intégrant différents scénarios, notamment un approvisionnement en filière locale.
- Les performances acoustiques du terre-chanvre dépendent de la concentration en chanvre. Cela se traduit par des mélanges absorbants en-deçà de 375 kg/m<sup>3</sup>, et apportant de l'affaiblissement acoustique au-dessus de 500 kg/m<sup>3</sup> [DEG 18].

Différentes recherches sont menées sur le terrain pour notamment optimiser les modes constructifs, évaluer le séchage dans différentes conditions et travailler sur les interactions mélanges – ossature bois. Des chantiers en terre allégée sont réalisés par des professionnels en parallèle du projet ECO-TERRA, et sont documentés. L'ensemble vise à rassembler des connaissances adaptées au développement du terre allégée en filière locale.

#### 5. Conclusion

Le projet ECO-TERRA vise à mieux comprendre le fonctionnement des bétons de terre allégée, et à lever l'ensemble des freins potentiels à l'utilisation de ce matériau sur chantier, notamment ceux liés à l'utilisation de terre crue et de matériaux locaux. Les caractérisations actuellement réalisées montrent que le terre-chanvre atteint des performances thermiques similaires au chaux-chanvre, et que sa résistance mécanique est suffisante (validé par les retours d'expérience de chantier). D'un point de vue acoustique, ce matériau peut être optimisé pour présenter des propriétés d'absorption ou d'atténuation des bruits transmis, selon sa masse volumique.

#### 6. Remerciements

Les auteurs remercient les financeurs du projet ECO-TERRA : ADEME, Région Normandie, DIRECCTE Normandie, La Fondation de France, Région Bretagne, le Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche, la fondation Legallais. Une contribution complémentaire est apportée par le Parc Naturel Régional du Perche sur l'analyse des impacts environnementaux du terre allégée.

#### 7. Bibliographie

[DEG 18] DEGRAVE-LEMEURS M., GLE P., HELLOUIN DE MENIBUS A., « Acoustical properties of hemp concretes for buildings thermal insulation: Application to clay and lime binders », *Construction and Building Materials*, vol. 160, 2018, p. 462-474.

[VIN 17] VINCESLAS T., COLINART T., HAMARD E., HELLOUIN DE MENIBUS A., LECOMPTE T., LENORMAND H., Light earth performances for thermal insulation : application to earth-hemp, *Construction and Building Materials*, ICCBM 2017, Clermont-Ferrand.



---

# Etude du potentiel des écorces de tournesol et de maïs comme granulats végétaux dans la formulation de bétons légers

Méryl Lagouin<sup>1</sup>, Camille Magniont<sup>1</sup>, Pascale Sénéchal<sup>2</sup>, Peter Moonen<sup>2,3</sup>, Jean-Emmanuel Aubert<sup>1</sup>

<sup>1</sup> LMDC, Université de Toulouse, INSA, UPS, France (corresponding author : lagouin@insa-toulouse.fr)

<sup>2</sup> Univ Pau & Pays Adour, CNRS, DMEX - IPRA, UMS 3360, 64000, Pau, France

<sup>3</sup> Univ Pau & Pays Adour, CNRS, LFCR - IPRA, UMR 5150, 64000, Pau, France

---

**RÉSUMÉ.** L'association de particules biosourcées à un liant minéral permet de formuler des bétons végétaux légers à faible impact environnemental et aux propriétés hygrothermiques intéressantes. Ces dernières années, les travaux de recherche se sont principalement focalisés sur l'utilisation du chanvre comme granulats végétaux. L'étude présentée s'intéresse au potentiel d'autres agroressources disponibles localement afin de réduire le coût environnemental lié au transport des matières premières. Les travaux menés ont visé à caractériser l'arrangement granulaire des particules (granulométrie et densité), leur structure poreuse par tomographie à rayons X, leur comportement hydrique (vis-à-vis de l'eau liquide comme de la vapeur d'eau) et les interactions chimiques entre les hydrosolubles des agroressources et une matrice minérale. L'analyse de ces résultats met en évidence des capacités de transfert et de stockage de l'humidité élevée pour les particules de tournesol et de maïs. Les travaux menés révèlent les perspectives prometteuses des écorces de maïs et de tournesol comme granulats végétaux.

**ABSTRACT.** Bio-aggregate based building materials offer promising perspectives thanks to their low environmental impact and interesting hygrothermal behaviour. As one of the high-potential agricultural resources, hemp has been extensively investigated for the last 15 years. This article aims to evaluate the potential of two other vegetal aggregates as a raw material to design bio-aggregate based concrete. Being locally available, the use of sunflower and maize bark particles could reduce transport and the associated carbon dioxide emissions. This study focuses on assessing the porous structure of bio-aggregates by X-ray tomography, their hygric sorption capacities (vapour and liquid water) as well as their chemical interactions with mineral binder and their effects on setting. The results underline the high transfer and storage capacities of these materials. Hence, the findings demonstrate that sunflower and maize bark particles are high-potential plant aggregates to design bio-aggregates based concrete.

**MOTS-CLÉS :** matériaux biosourcés, porosité, tomographie à rayons X, capacité d'absorption en eau, isothermes de sorption, hydrosoluble.

**KEY WORDS:** bio-based materials, porosity, X-ray tomography, water absorption capacity, sorption isotherms, water-solubility.

---

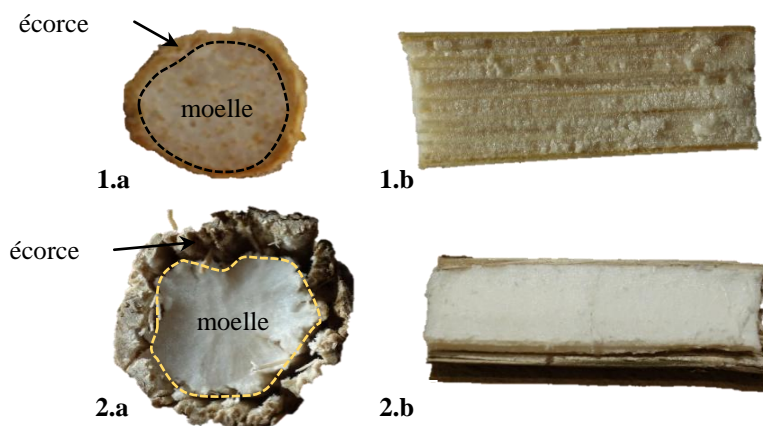
## 1. Contexte

Chaque année, l'humanité consomme l'équivalent d'une planète et demie pour subvenir à ses besoins [WWF 16]. Pour réduire cette empreinte écologique, le secteur de la construction, responsable de 42% des consommations d'énergie en France et de 25% des émissions de gaz à effet de serre [MEEM 15], doit prioritairement évoluer pour transformer son activité. Cette problématique a contribué à l'essor de matériaux de construction innovants, répondant à la fois aux exigences environnementales et de durabilité.

Les matériaux biosourcés ont été identifiés comme ayant un potentiel de développement économique élevé pour l'avenir. Ces agroressources, pour la plupart sous-produits des activités agricoles sont issues d'une ressource locale, abondante, disponible et renouvelable. Les granulats végétaux concourent significativement au stockage de carbone atmosphérique et à la préservation des ressources naturelles par la valorisation de déchets. De plus, ces matériaux permettent des économies d'énergie grâce à leurs capacités à gérer les transferts de vapeur d'eau ainsi qu'à limiter les transferts d'énergie ce qui, employé dans un bâtiment permet d'assurer un confort intérieur [AMZ 17].

Ces dernières années, les travaux de recherche ont majoritairement porté sur l'utilisation de chènevotte pour le développement d'écomatériaux de construction. Toutefois, le chanvre n'est pas la ressource agricole la plus largement disponible sur le territoire français (11 000 ha cultivés en 2016). Afin de réduire l'émission de carbone liée aux transports de matériaux, il apparaît alors nécessaire de se tourner vers d'autres sous-produits, disponibles en grandes quantités dans le sud-ouest de la France où se place l'étude. C'est le cas notamment du maïs, deuxième céréale la plus cultivée en France (2,9 millions ha cultivés, soit 10 millions de tonnes de tiges disponibles chaque année) et du tournesol (614 000 ha cultivés, soit près de 230 000 tonnes de résidus agricoles produits par an) [GNIS 17 ; LAB 17].

Dans ce contexte, les travaux présentés ici visent à caractériser et évaluer le potentiel des écorces de tournesol et de maïs comme agroressources en remplacement de la chènevotte de chanvre pour la formulation de bétons légers. Les particules d'écorce utilisées pour ces travaux sont obtenues après récolte directement dans les champs, séchage, broyage et séparation mécanique de l'écorce et de la moelle, les deux phases principales des tiges (**Figure 1**).



**Figure 1.** Structure des tiges de maïs (1) et de tournesol (2) : photo de sections transversales (a) et longitudinales (b).

## 2. Résultats

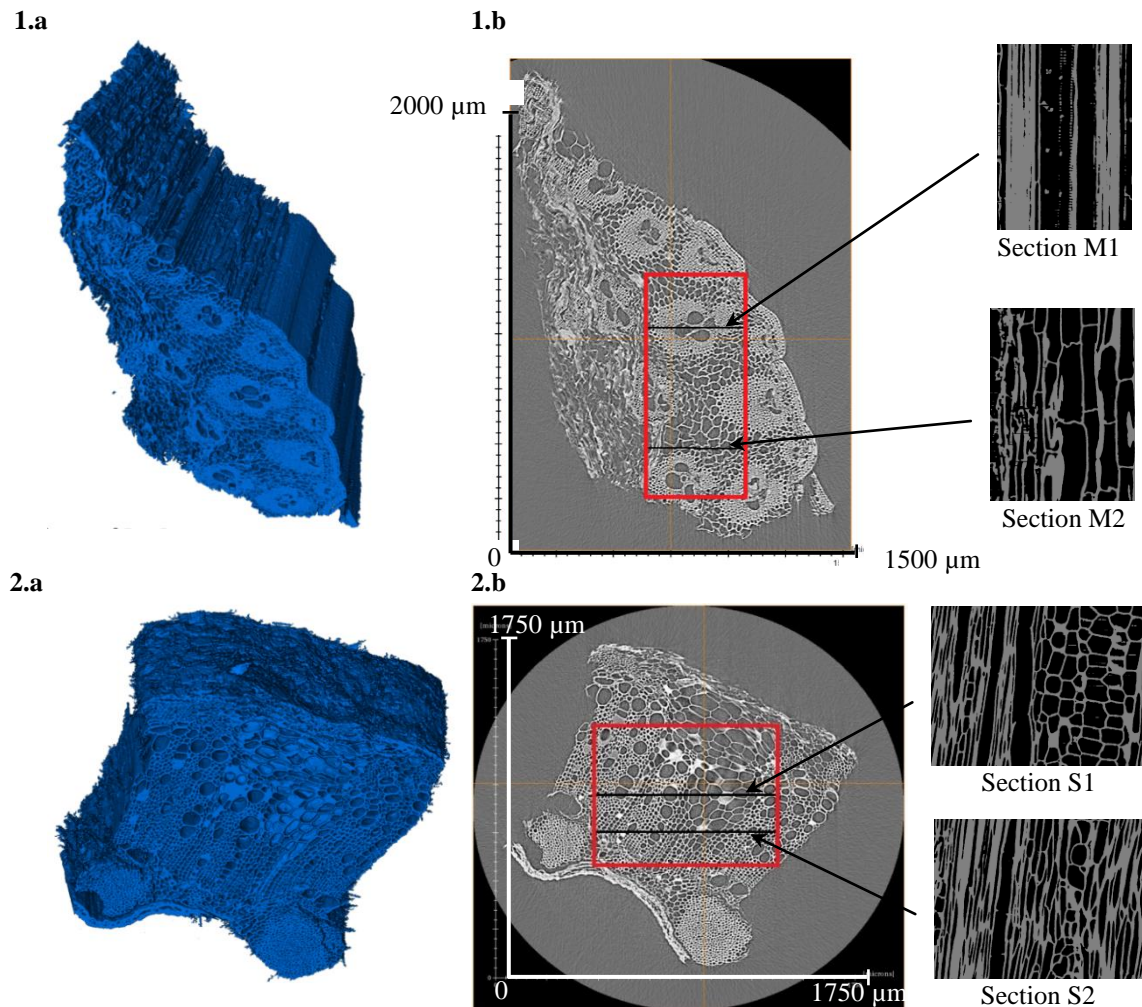
### 2.1. Densité et granulométrie

Le protocole élaboré dans le cadre des travaux du TC RILEM 236 - BBM [AMZ 17] a été utilisé pour mesurer la masse volumique moyenne apparente en vrac des deux natures de granulats. Ainsi, l'arrangement granulaire des écorces de tournesol ( $120,2 \pm 1,0 \text{ kg/m}^3$ ) et de maïs ( $168,2 \pm 4,5 \text{ kg/m}^3$ ) est peu dense, tout comme celui de la chènevotte (entre  $110$  et  $155 \text{ kg/m}^3$ ) [CER 05 ; DIN 14 ; LAB 17 ; NOZ 12]).

Les courbes granulométriques du tournesol et du maïs obtenues par analyse d'images sont proches de celle de la chènevotte [LAB 17]. L'analyse complémentaire de la distribution des différents granulats végétaux selon leur circularité, révèle des morphologies distinctes pouvant notamment influencer la compacité de chaque arrangement granulaire en vrac ou au sein du béton végétal.

## 2.2. Structure poreuse

La morphologie et la structure poreuse des granulats végétaux sont visibles grâce à la reconstitution numérique en trois dimensions des éléments végétaux par tomographie à rayons X (**Figures 2**). Les particules végétales présentent une forte porosité due aux nombreux capillaires présents dans leur structure interne qui permettent à la sève de circuler le long de la tige. Les analyses des coupes mettent en évidence une structure poreuse des particules de maïs tubulaire tandis que celle du tournesol est à la fois tubulaire (pores les plus fins) et alvéolaire (plus gros pores). Dans les deux cas, quelques pores semblent traversants.



**Figure 2.** Volume 3D reconstitué (a) et images de sections transversales (b) de particules d'écorce de maïs (1) et de tournesol (2) obtenues par tomographie à rayons X (les écorces sont en gris sur les sections M1, M2, S1, S2).

La tomographie à rayons X a permis d'estimer la porosité totale des particules : celle du tournesol est de  $58 \pm 8\%$  et celle du maïs, de  $51 \pm 9\%$ . Ces premières analyses mettent en évidence le fort potentiel de la tomographie à rayons X comme outil d'analyse des granulats végétaux mais également des composites associant ces particules végétales à un liant minéral.

## 2.3. Propriétés hydriques

La forte porosité des granulats légers pose la question de leur comportement vis-à-vis de l'eau. Pour ce faire, deux essais ont été conduits : la détermination de la capacité d'absorption d'eau liquide et les mesures d'isotherme d'adsorption de vapeur d'eau.

Au regard des capacités d'absorption évaluées sur 48 heures, le maïs et le tournesol ont un fort pouvoir absorbant vis-à-vis de l'eau liquide, ce qui influencera la formulation des bétons végétaux pour lesquels un fort surdosage en eau de gâchage sera notamment nécessaire. La capacité d'absorption est légèrement plus importante pour le tournesol (295% de variation massique à 48h) que pour le maïs (255%) mais reste inférieure à celle de la chènevotte (305% à 48h [DIN 14]) et 380% [NOZ 12 ; LAB 17]).

Les isothermes d'adsorption de l'écorce de maïs et de celle de tournesol déterminées au DVS sont des sigmoïdes de type II (tournesol) ou III (maïs), selon la classification IUPAC. La porosité ouverte plus importante du tournesol confère à cette écorce une teneur en eau massique supérieure à celle du maïs et comparable à celle de la chènevotte aux faibles et moyennes hygrométries [LAB 17 ; MAG 10]. À partir de 70% d'humidité relative, la teneur en eau des deux natures d'écorce étudiées augmente plus fortement avec l'hygrométrie. À 95% d'humidité relative, la teneur en eau de l'écorce de tournesol est de 31% tandis que celle de l'écorce de maïs atteint 40% contre seulement 22% pour la chènevotte [LAB 17 ; MAG 10].

#### 2.4. Interactions chimiques

L'impact des hydrosolubles issus des agroressources sur la prise d'un liant pouzzolanique est évalué par calorimétrie isotherme. L'essai est réalisé sur des pâtes modèles de liant associant 30% de chaux aérienne et 70% de métakaolin, gâchées avec des jus contenant les composants hydrosolubles extraits des différentes agroressources. Les résultats mettent en évidence une inhibition très marquée pour le maïs, avec un retard de prise de plus de 20h tandis que les hydrosolubles de la chènevotte et du tournesol induisent, respectivement, un retard de 40 min et 1h15 min.

#### 3. Conclusion

Les travaux présentés ont permis une analyse comparative des caractéristiques et propriétés des écorces de maïs et de tournesol avec la chènevotte, granulats de référence pour la formulation de bétons végétaux. Le tournesol, plus poreux et plus léger, n'impacte pas négativement la prise du liant ; au contraire, le maïs dont les capacités d'adsorption sont prometteuses grâce à la taille de ces capillaires, crée un retard de prise significatif. L'analyse des résultats met ainsi en évidence le potentiel des particules dont le comportement est comparable à la chènevotte. L'analyse des caractéristiques propres des agroressources est indispensable pour comprendre et optimiser les propriétés des matériaux composites. Ainsi, cette étude s'inscrit dans un travail plus large qui vise à établir le lien entre les propriétés hygrothermiques des composites et la porosité et le comportement hydrique des granulats végétaux. De plus, ce travail s'intéresse à la corrélation entre les interactions chimiques liant/granat et les performances mécaniques des bétons légers. Les composites ainsi étudiés ont été formulés en considérant différentes natures de matrices minérales (cimentaire, pouzzolanique et chaux formulée).

#### 4. Bibliographie

- [AMZ 13] AMZIANE S., ARNAUD L., *Bio-aggregate-based Building Materials. Applications to Hemp Concrete*, ISTE Ltd and Wiley, Inc, 2013.
- [AMZ 17] AMZIANE S., COLLET F., *Bio-aggregate-based Building Materials*, Dordrecht: Springer Netherlands, 2017.
- [BRO 18] BROUARD Y., BELAYACHI N., HOXHA D., RANGANATHAN N., MEO S., « Mechanical and hygrothermal behavior of clay - Sunflower (*Helianthus annuus*) and rape straw (*Brassica napus*) plaster bio-composites for building insulation », *Constr. Build. Mater.*, 2018, vol. 161, p. 196-207.
- [CER 05] CERESO V., Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d'un matériau à base de particules végétales : approche expérimentale et modélisation théorique, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 2005.
- [DIN 14] DINH T.M., Contribution au développement de béton de chanvre préfabriqué utilisant un liant pouzzolanique innovant, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2014.
- [MEEM 15] MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'ENERGIE ET DE LA MER, Bilan énergétique de la France pour 2015, 2015.
- [GNIS 17] GROUPEMENT NATIONAL INTERPROFESSIONNEL DES SEMENCES ET PLANTS, 2017.
- [LAB 17] LABOREL-PRENERON A., « Characterization of barley straw, hemp shiv and corn cob as resources for bioaggregate based building materials », *Waste and Biomass Valorization*, 2017.
- [MAG 10] MAGNIONT C., Contribution à la formulation et à la caractérisation d'un écomatériau de construction à base d'agroressources, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2010.
- [NOZ 12] NOZAHIC V., Vers une nouvelle démarche de conception des bétons de végétaux lignocellulosiques basée sur la compréhension et l'amélioration de l'interface liant/végétale : application à des granulats de chènevotte et de tige de tournesol associés à un liant ponce/chaux, Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II, 2012.
- [SID 17] SIDI MOHAMED A., SABATHIER V., EVON P., MAGNIONT C., LABONNE L., « Contribution to the design and the characterization of a fully bio-based insulated panel including sunflower pith », International Conference on Bio-based Building Materials - ECOlogical valorisation of GRANular and FIBrous materials, Clermont-Ferrand, juin 2017.

[WWF 16] WWF, Living Planet Report 2016: Risk and resilience in a new era, 2016.

---

# Expérimentation et modélisation de planchers multi-matériaux bois-béton

Augeard Eric<sup>1</sup>, Michel Laurent<sup>1</sup>, Ferrier Emmanuel<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Lyon, Université Claude Bernard Lyon 1, Laboratoire des matériaux composites pour la construction (LMC2), 82 bd Niels Bohr, 69622 Villeurbanne. [eric.augeard@univ-lyon1.fr](mailto:eric.augeard@univ-lyon1.fr)

---

*RÉSUMÉ.* Le renforcement des structures bois est un enjeu majeur dans le génie civil. Le but est d'augmenter d'une part la capacité portante mais également de réduire les déplacements en augmentant la rigidité des éléments hybrides. Une méthode est de mixer le bois avec des matériaux plus rigide comme le béton ou des armatures comme les polymères renforcés aux fibres. Pour connecter les matériaux entre eux, plusieurs techniques existent avec leurs avantages et inconvénients. Cet article traite d'une connexion innovante à base de collage pour réaliser des prototypes de planchers composites bois-béton. Ces panneaux sont testés en flexion 4 points dans l'optique de caractériser le comportement mécanique à court terme. En parallèle, un modèle analytique basé sur l'étude du profil de déformation de la section et de l'équilibre des forces internes est développé. Ce modèle est ensuite confronté aux résultats expérimentaux. Les résultats montrent que les planchers ont un comportement mécanique presque linéaire jusqu'à la rupture. Le nouveau traitement de surface à base de collage résiste parfaitement et permet d'avoir une marge de sécurité par rapport aux charges classiques des Eurocodes. Au niveau des déplacements, la mixité bois-béton permet d'augmenter la rigidité de la structure et donc de diminuer la flèche. Le modèle reproduit correctement la rigidité de la structure. Des écarts jusqu'à 20% sont observables entre les résultats théoriques et empiriques sur les planchers au niveau des valeurs à rupture. Au final, ces planchers hybrides sont une excellente alternative aux méthodes courantes de construction bois puisqu'ils allient performance, technologie innovante et écologie.

*ABSTRACT.* Strengthening wood structures is a major issue in civil engineering. The goal is to increase both the load capacity and rigidity of the hybrid elements. One method is to mix wood with more rigid materials such as concrete or reinforcements such as fiber-reinforced polymers. To connect the materials together, several techniques exist with their advantages and disadvantages. This paper deals with an innovative bonding connection in order to make composite wood-concrete floors. These panels are tested in 4-point bending to characterize the short-term mechanical behavior. In parallel, an analytical model based on the study of the deformation profile of the section and the equilibrium of the internal forces is developed. This model is then confronted with the experimental results. The results show that the mechanical behavior of the floors is quite linear until failure. The new surface treatment resists perfectly and provides a margin of safety over conventional Eurocode loads. In term of displacements, the mix of wood and concrete increases the rigidity of the structure and thus decreases the midspan displacement. The modelling correctly reproduces the rigidity of the structure. Between the theoretical and empirical results difference up to 20% can be observable at final values. Finally, these hybrid floors are an excellent alternative to common wood construction methods as they combine performance, innovative technology and ecology.

*MOTS-CLÉS :* plancher, bois, béton, composite, modélisation, liaison

*KEY WORDS:* floor, wood, concrete, composite, modelling, bond

---



## 1. Introduction

Dans la construction bois, le bois lamellé collé (BLC) est le matériau le plus utilisé car en plus d'être résistant il est écologique et réduit le bilan carbone des structures. Le caractère naturel du matériau et son élasticité nécessitent la prise en compte de coefficients de sécurité très significatifs sur les propriétés du matériau (1.5 à 2). De plus son module d'élasticité relativement faible fait que le dimensionnement de ces structures dépend essentiellement des conditions liées aux déplacements limites imposés par la réglementation ou aux phénomènes d'instabilité.

Depuis une dizaine d'année, des études sur le renforcement des structures bois ont montrées qu'il était possible d'augmenter la capacité portante et la rigidité des constructions. Les solutions les plus communes sont d'augmenter l'inertie de la section ou d'associer le bois à des matériaux plus rigides. Ainsi le bois a été mixé avec du béton ou des armatures du style polymères renforcés aux fibres (PRF) comme dans les travaux de [PHA 07, FER 14]. En combinant des matériaux comme le béton fibré ultra-hautes performances (BFUP) et les PRF, les sections peuvent être réduites tout en augmentant la rigidité et la résistance des structures.

Afin de combiner au mieux les différents matériaux entre eux, différents systèmes de liaison ont fait l'objet de recherches et de nouveaux systèmes ont été inventés et expérimentés. Les connexions se divisent en trois catégories : les connecteurs locaux, les connecteurs continus et le collage. Les études montrent que la connexion locale présente un glissement à l'interface bois-béton dû à la fissuration du béton sous concentration de contrainte [GEL 99, CAR 10]. Les connecteurs continus rigidifient d'avantage les structures. Le glissement était alors réduit à quelques millimètres [BAT 04, MIO 12]. Enfin le collage supprime le glissement en diffusant les contraintes mais la rupture est fragile comparée aux deux solutions précédentes [BEN 07, PHA 07, PRO 13].

Cet article présente un nouveau système de connexion à base de colle structural pour les structures hybrides. Des planchers composite bois-béton renforcés avec des armatures font l'objet de test de flexion 4 points afin de caractériser leur comportement mécanique à court terme. Un modèle analytique basé sur une procédure itérative a été développé pour prédire le comportement des planchers. Ce modèle intègre le comportement non-linéaire des matériaux en considérant la compatibilité des déformations. La courbe charge-flèche est obtenue à travers l'équilibre des forces internes de la section. Les résultats théoriques sont confrontés aux résultats expérimentaux.

## 2. Programme expérimental

Un essai de flexion 4 points est utilisé pour tester les planchers sous chargement statique. Les paramètres suivants sont mesurés au cours de l'essai : la force appliquée, la flèche et le profil de déformation à mi-portée.

### 2.1. Matériaux et spécimens

Les matériaux constituant les planchers sont du bois lamellé collé de classe GL24h, du béton ordinaire (BO), du béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) et des armatures de renforcement type acier de construction (HA) ou polymère renforcé aux fibres de carbone (CFRP). Un adhésif structural de type époxy est également utilisé. Les propriétés mécaniques des matériaux sont regroupées dans le Tableau 1.

**Tableau 1.** Propriétés mécaniques des matériaux

MATERIAU		BFUP	BO	Bois	CFRP	HA
Traction	$f_{ctk}$ [MPa]	9	3.5	50	2200	550
	$\varepsilon_{el}$ [‰]	0.16	0.1	4	13.3	2.6
	$\varepsilon_{lim}$ [‰]	2.5	-	-	-	25
Compression	$f_{ck}$ [MPa]	180	50	24	-	-
	$\varepsilon_{el}$ [‰]	4	2	1.92	-	-
	$\varepsilon_{lim}$ [‰]	-	3.5	5.76	-	-
Module d'Young	$E$ [MPa]	45 000	35 000	12 500	165 000	210 000

Les deux prototypes de planchers expérimentés sont représentés en Figure 1. La longueur des planchers est de 8,15m pour une portée de 7,5m lors des essais de flexion. La liaison entre le bois et le béton est assurée par un traitement de surface qui consiste à étaler une couche fraîche de colle sur les poutres bois et de saupoudrer de

sable immédiatement. Le sable se mélange alors à l'adhésif qui réticule. Après un délai de 24h minimum, le béton peut être coulé directement sur le traitement précédemment exécuté.

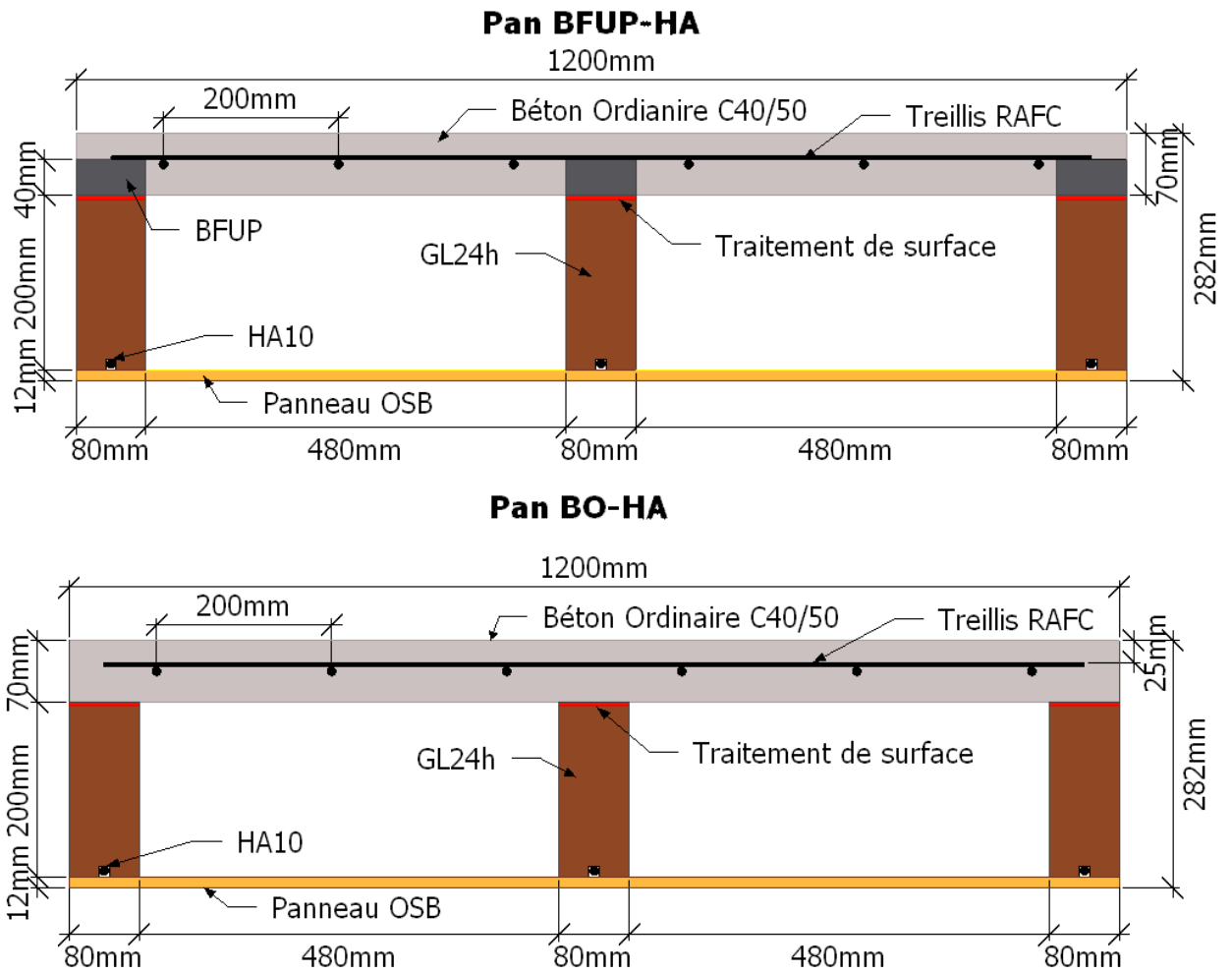


Figure 1. Section des planchers hybrides : BFUP-HA (haut) et BO-HA (bas)

### 3. Modèle analytique

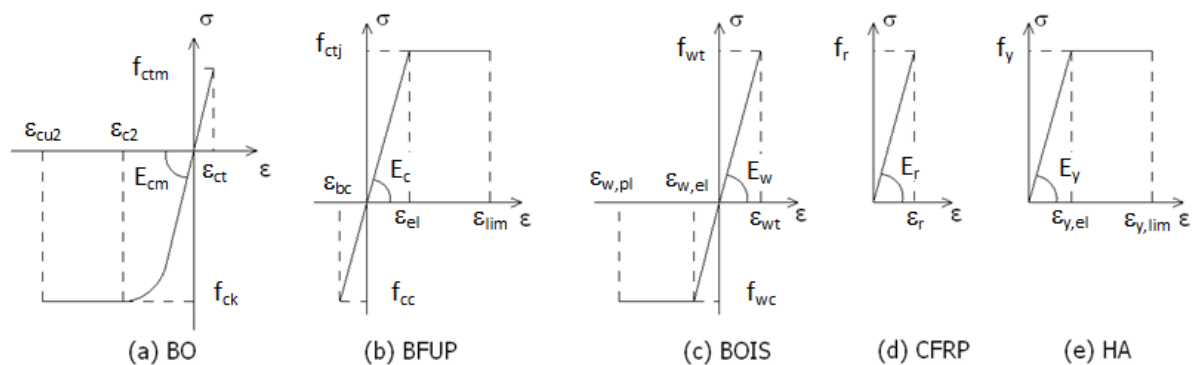


Figure 2. Loi de comportement utilisé pour la modélisation de chaque matériau

La modélisation se base sur un calcul itératif. L'hypothèse de Bernoulli est faite et le profil de déformation de la section est calculé à partir de la déformation supérieure de la section, fixé arbitrairement, tout comme l'axe neutre initial. Grâce aux lois de comportement (cf. Figure 2), le profil de contrainte puis les forces internes sont calculés. L'axe neutre est incrémenté jusqu'à équilibre des forces internes, puis la déformation supérieure est augmentée et le calcul recommence tant qu'une limite de déformation d'un des matériaux n'est pas atteinte.

#### 4. Résultats et Observations

Le comportement mécanique des prototypes de plancher est présenté en Figure 3. Les résultats expérimentaux et de modélisation sont regroupés sur la courbe moment-flèche ainsi que les moments à l'état limite ultime (ELU) et de service (ELS) et la limite de flèche L/300. Ces moments ultime (54,4kN.m) et de service (38 kN.m) sont calculés à partir des charges classiques rencontrées dans les bâtiments de type bureau ou logement d'après les Eurocodes. Par rapport à l'ELU, le moment maximal montre un gain de 240% et 171% pour les prototypes BO-HA et BFUP-HA respectivement. Au niveau des flèches, la limite est de 25mm pour une flèche expérimentale à l'ELS de 16.5mm et 17mm pour le plancher BO et BFUP respectivement, soit une marge de l'ordre de 30%.

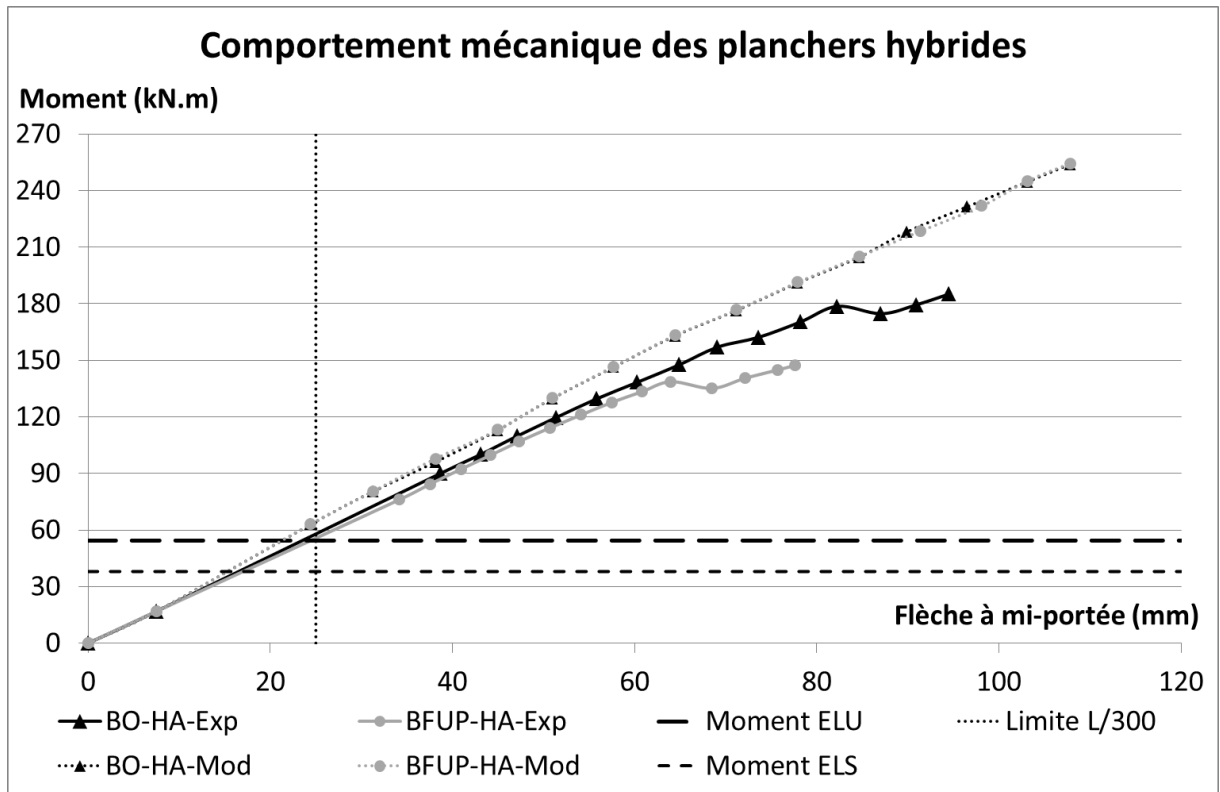


Figure 3. Résultats expérimentaux et théoriques des planchers en flexion 4 points

Tableau 2. Récapitulatif des résultats empiriques et théoriques sur plancher

PLANCHER	BO-HA			BFUP-HA		
	Exp	Theor	Ecart (%)	Exp	Theor	Ecart (%)
Moment max (kN.m)	185,2	254	27	147,2	254,5	42
Flèche max (mm)	94,5	107,8	12	77,6	107,8	28
Rigidité ( $\times 10^{12}$ MPa.mm <sup>4</sup> )	13,2	14,7	10	12,6	14,7	14
Mode de rupture	Bois (nœud)	Bois (traction)	-	Bois (about) & Décol	Bois (traction)	-

Les planchers montrent un comportement linéaire jusqu'à 180kN.m et 140kN.m pour les planchers BO-HA et BFUP-HA respectivement. Puis le moment diminue avant de continuer à augmenter légèrement jusqu'à la ruine. Cette perte est à mettre en relation avec des craquements au niveau du bois, surement une rupture d'une

des poutres. Néanmoins, les planchers continuent de résister jusqu'à la ruine avec un comportement toujours linéaire. Le modèle proposé reproduit le comportement linéaire des prototypes avec une précision acceptable au niveau de la rigidité. Plus on s'approche des valeurs maximales et plus le modèle diffère des essais. Le Tableau 2 récapitule les résultats obtenus. Le panneau BFUP-HA possède une résistance inférieure due au décollement entre les deux parties bétons. Aucun traitement de surface n'a été appliqué d'où une mauvaise connexion et une rupture prématurée. Ainsi les résultats théoriques basés sur une connexion parfaite montrent des écarts importants qui varient de 14% à 42%.

## 5. Conclusion

Les structures hybrides bois-béton ont pour but d'utiliser les avantages de chaque matériau pour réaliser une structure plus performante. Un concept de plancher composite utilisant le collage comme liaison a été présenté et expérimenté en flexion 4 points. Un modèle analytique a été développé pour prédire le comportement mécanique instantané des prototypes testés. Ce modèle s'appuie sur la compatibilité des déformations et sur l'équilibre des forces internes de la section.

Les résultats expérimentaux montrent que les planchers ont un comportement quasiment linéaire jusqu'à la ruine. Par rapport aux règles Eurocodes, les deux planchers offrent une marge de sécurité au niveau des flèches et de la résistance soit au niveau des deux états limites.

La modélisation analytique reproduit le comportement linéaire des panneaux et le mode de rupture. Pour le plancher BO-HA, les écarts sont compris entre 10 et 27%. Pour le panneau BFUP-HA, les différences sont plus importantes dues à la mauvaise adhésion entre les deux types de béton.

Finalement, ces planchers et son nouveau système de liaison résistent à des charges supérieures aux charges classiques des Eurocodes et proposent une alternative performante et innovante aux méthodes de construction actuelles. Des essais complémentaires de chargement cyclique sont actuellement en cours pour étudier le comportement différé des planchers hybrides.

## 6. Bibliographie

- [BAT 04] BATHON L. A., CLOUSTON P., « Experimental and numerical results on semi prestressed wood-concrete composite floor systems for long span applications », *8<sup>th</sup> World Conference of Timber Engineering*, 2004, Finland.
- [BEN 07] BEN MEKKI O., TOUTLEMONDE F., CARON J. F., Testing innovative aspects of a 10 m-span composite UHPFRC-carbon fibers-timber bridge, Deliverable D3.4 + D3.5, New Road Construction Concepts (NR2C), 2007.
- [CAR 10] CARVALHO E. P., CARRASCO E. V. M., « Influence of test specimen on experimental characterization of timber-concrete composite joints », *Construction and Building Materials*, vol. 24, n° 8, 2010, p. 1313-1322.
- [FER 14] FERRIER E., AGBOUSSOU A., MICHEL L., « Mechanical behaviour of ultra-high-performance fibrous-concrete wood panels reinforced by FRP bars », *Composites Part B: Engineering*, vol. 60, 2014, p. 663-672.
- [GEL 99] GELFI P., GIURIANI E., « Behaviour of stud connectors in wood-concrete composite beams », *Structural studies, repair and maintenance of historical buildings VI*, vol. 42, 1999, p. 565-578, WIT Press, Germany.
- [MIO 12] MIOTTO J. L., DIAS A. A., « Evaluation of perforated steel plates as connection in glulam-concrete composite structures », *Construction and Building Materials*, vol. 28, n° 1, 2012, p. 216-223.
- [PHA 07] PHAM H. S., Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 2007.
- [PRO 13] PROULX F., Etude expérimentale des poutres en bois lamellé-collé renforcées de béton fibré à ultra-haute performance et de barres de polymère renforcé de fibres, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Canada, 2013.

---

# Influence des bio-adjuvants sur les propriétés thermiques et mécaniques d'un composite chaux-paille

Brahim Ismail<sup>1</sup>, Naima Belayachi<sup>1</sup>, Dashnor Hoxha<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université d'Orléans, Université de Tours, INSA Centre Val de Loire Laboratoire de Mécanique Gabriel Lamé Polytech Orléans, 8 rue Léonard de Vinci, 45072 Orléans, France

brahim.ismail@etu.univ-orleans.fr ; naima.belayachi@univ-orleans.fr ; dashnor.hoxha@univ-orleans.fr

---

*RÉSUMÉ. L'objectif de ce travail est d'optimiser les performances thermiques et mécaniques d'un composite biosourcé à base de paille céréalière. Deux procédures ont été retenues, la première permet d'augmenter la porosité de la matrice en ajoutant un bioadjuvant entraîneur d'air aux constituants du matériau. La deuxième consiste d'une part à augmenter la porosité du matériau et d'autre part à améliorer l'adhérence entre la matrice et la surface lisse des fibres végétales en substituant en poudre un pourcentage de liant par une protéine qui lui donne des qualités adhésives. Une caractérisation thermique et mécanique a été effectuée ensuite sur les différents composites. La comparaison des propriétés des biocomposites avec et sans additifs montre une influence remarquable de ces adjuvants sur les propriétés physiques et mécaniques.*

*ABSTRACT. The objective of this work is to optimize the thermal and mechanical performances of a bio-composite based on the cereal straw. Two procedures were chosen, the first one increases the matrix porosity by adding bio-adjuvant to the constituents of the material. The second consists on one hand to increase the porosity of the material and on the other hand to improve adherence between lime matrix and the smooth surface of the vegetal fibers by substituting in powder a percentage of binder with an adhesive protein. Thermal and mechanical characterization was then performed on the various composites. The bio-composite properties comparison show a significant effect of these bio adjuvants on the physical and mechanical properties.*

*MOTS-CLÉS: Composite, chaux, paille, bio-additif, conductivité thermique, résistance mécanique.*

*KEY WORDS: Composite, lime, straw, bio-additive, thermal conductivity, mechanical resistance*

---

## 1. Introduction

Les matériaux de construction sont conçus pour remplir une ou plusieurs fonctions et en même temps pour répondre aux exigences réglementaires de résistance, de sécurité et de durabilité de leurs propriétés. Néanmoins, au cours de ces dernières années, dans un contexte environnemental et de raréfaction des ressources naturelles, leur impact environnemental a été considéré également comme un critère du processus de conception. Par conséquent, différents acteurs scientifiques, industriels et pouvoirs politiques sont réunis autour du développement de nouveaux matériaux de construction à base de ressources renouvelables et à faible impact environnemental. Le plus souvent, ces matériaux sont obtenus par l'incorporation des fibres végétales de (chanvre [WIL 18], paille [BEL13] [BED 16], Tournesol [BRO 18] [MAT 14]) dans une matrice de (chaux, ciment, terre, ou encore polymère...) ce qui offre des composites avec des propriétés d'isolation thermique et acoustique intéressantes ainsi qu'une faible densité grâce à la structure alvéolaire des fibres [AMZ 13]. Cependant, pour obtenir des propriétés comparables aux matériaux synthétiques et gagner la confiance des occupants, il est nécessaire de continuer les recherches et d'augmenter les défis pour optimiser au maximum leurs propriétés (thermique, mécanique, sanitaires...) en contrôlant de manière efficace leur formulation, leur production et mise en œuvre.

Le présent travail s'intéresse à l'amélioration des performances thermiques et mécaniques d'un bio-composite à base de chaux et de paille céréalière développé dans le cadre des travaux précédents [BEL 13] et s'inscrit dans le cadre d'un projet région PEPITE (Procédés et Enduits de Protection des Isolants de paille céréalière pour la rénovation Thermique). L'objectif principal de ce projet est d'industrialiser et de mettre en œuvre des matériaux isolants performants développés à base de fibres végétales. La démarche consiste à modifier la formulation du matériau en s'appuyant sur deux procédures. La première a pour but d'ajouter un bioadjuvant entraîneur d'air aux constituants du matériau afin de créer une porosité dans la matrice, et ainsi augmenter la porosité du bio-composite pour diminuer la conductivité thermique. La deuxième consiste d'une part à augmenter la porosité du matériau et d'autre part à améliorer l'adhérence de la matrice sur la surface lisse de la paille en substituant en poudre un pourcentage de liant par une protéine fortement adhésive. Une caractérisation thermique et mécanique

a été effectuée ensuite sur des échantillons sans et avec additifs afin d'évaluer l'influence de ces derniers sur les performances du composite.

## 2. Matériaux et méthodes :

### 2.1 Matériaux

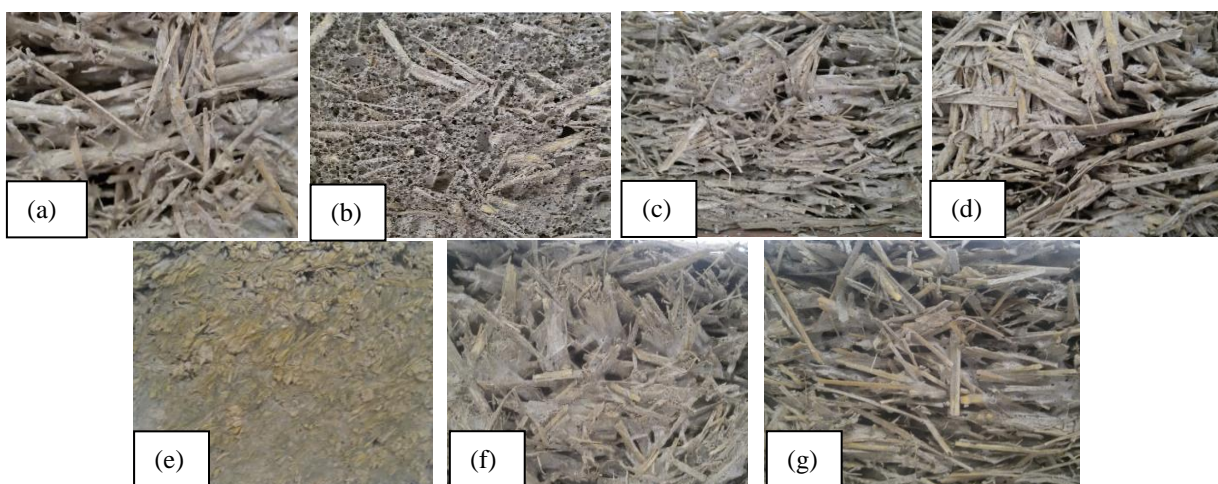
Le liant utilisé dans ce travail est un mélange préformulé (Tradical PF70) : de chaux aérienne (75%), de chaux hydraulique (15%) et de pouzzolane (10%). Ce liant est largement utilisé dans la littérature [AMZ 13] avec les granulats végétaux pour sa facilité de malaxage.

La paille utilisée est une paille de blé de la région Centre-Val de Loire récoltée en 2016. La paille a été préparée par l'agriculteur pour les constructions en bottes de paille. Pour la confection des biocomposites, la paille a été broyée manuellement au laboratoire en respectant des longueurs variant entre 2 et 5 cm.

Les deux additifs (désignés par A1 et A2) utilisés sont des produits en poudre, issus de ressources naturelles et renouvelables. Le premier (A1) joue le rôle d'un entraîneur d'air. Le deuxième produit confère à la chaux des qualités adhésives pour améliorer l'adhérence liant-fibre.

### 2.2 Optimisation de la formulation et préparation des échantillons.

La fabrication des composites a été réalisée en se basant sur une formulation optimale des travaux précédents [BEL13]. Nous rappelons que les rapports massiques adoptés sont les suivants : Eau/Liant = 1,1 et Granulat/Liant = 0,2. Dans un objectif de comparaison, des échantillons sans additifs ont été élaborés dans un premier temps en adoptant les rapports massiques précédents (Figure 1-a). Ensuite, et pour la première procédure, les composites ont été préparés en gardant la même formulation et en substituant une proportion de 5 % en masse de la chaux par le bio-adjuvant. Le composite obtenu a montré un aspect très différent par rapport à celui de base (sans additif) avec une porosité importante (Figure 1-b). Les granulats ne sont plus enrobés par le liant mais sont devenus totalement noyés dans une matrice très poreuse. Cette structure cellulaire de la matrice est principalement due aux propriétés tensioactives de l'additif qui favorisent la formation d'une mousse stable lorsque de son mélange avec la chaux et l'eau. L'aspect observé qui se caractérise par un excès de liant nous a permis d'augmenter le rapport Granulat/Liant à :  $G/L=0,3$  et  $0,4$  (Figure 1-c et 1-d). Concernant la deuxième procédure, nous avons substitué 10 % en masse de la chaux par 5 % de chaque additif. Le rapport Granulat/Liant a été conservé à 0.2 tandis que le rapport Eau/Liant a été réduit à 1 pour éviter un phénomène de ségrégation dans le composite qui a été observé pour le rapport 1,1. Le deuxième additif est aussi un superplastifiant. La figure 1-e montre l'aspect du composite obtenu. La porosité inter-granulaire a disparue et le composite est devenu plus dense et plus compacte ce qui va influencer de manière importante ses propriétés. Cela peut s'expliquer par le fait que le deuxième additif empêche les molécules de l'entraîneur d'air à former une mousse lorsqu'il est utilisé en même pourcentage que ce dernier. Par conséquent, nous avons conservé le pourcentage du premier additif (entraîneur d'air) à 5% et nous avons diminué le pourcentage du deuxième à 2.5%. En suivant le même raisonnement de la première procédure nous avons augmenté le rapport Granulat/Liant à 0.3 et 0.4 et nous avons fabriqué des blocs pour chaque cas Figure 1-f et 1-g. Les échantillons ont été conservés pendant 28 jours de cure dans une salle à une température de 20°C et une humidité relative de 75%. Des temps de cure plus importants ont été utilisés mais ne sont pas présentés ici.



**Figure 1** : Aspect des composites élaborés : a) Référence (sans additif) b) +5% A1\_G/L=0,2 c) +5% A1\_G/L=0,3 d) +5% A1\_G/L=0,4 e) +5% A1+2,5%A2\_G/L=0,2 f) +5% A1+2,5%A2\_G/L=0,3 g) +5% A1+2,5%A2\_G/L=0,4

### 2.3 Caractérisation thermique et mécanique



La conductivité thermique a été mesurée en utilisant le conductivimètre NeoTIM basé sur la technique du fil chaud. Les mesures ont été effectuées dans les trois directions et sur des échantillons de 15×15×10cm (Figure 2a). La sonde a été placée dans quatre positions différentes (Figure 2b) et le test a été répété trois à cinq fois dans chacune. Dans le but d'évaluer le comportement mécanique, des essais de compression uni-axiale ont été effectués sur les différents composites en utilisant une presse de type IGM d'une capacité de 250 KN avec une vitesse de déplacement de 0,5 mm/min. Les essais ont été effectués dans le sens privilégié par les fibres pendant le coulage sur des échantillons 20×20×10cm (Figure 3a) ainsi que le sens perpendiculaire sur des échantillons de 15×15×10cm (Figure 3b) (qui est le sens de coulage).

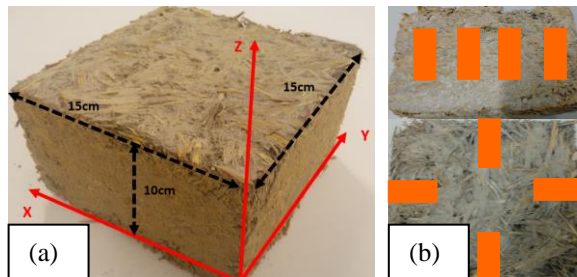


Figure 2 : Test thermique (a) les directions de mesure (b) les positions de la sonde

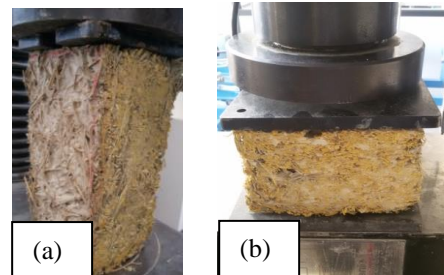


Figure 3 : Test mécanique (a) dans le sens privilégié par les fibres (b) dans le sens perpendiculaire

### 3. Résultats et discussion

#### 3.1 Conductivité thermique

La figure 4 montre la conductivité thermique des différents composites dans les trois directions (celle qui nous intéresse pour la mise en place de la brique dans le cas d'une paroi est dans la direction z). Elle a été mesurée sur des échantillons séchés dans une étuve à 60°C jusqu'à la stabilisation de leur masse. Il est clair que la substitution de liant par 5% de l'additif entraîneur d'air a engendré une diminution significative de la conductivité thermique. Elle a été réduite de 0.075 W/m.K (référence) à 0.054 W/m.°C (+5%A1\_G/L=0.2) grâce à la porosité créée dans la matrice respectivement pour une masse volumique de 473 Kg/m<sup>3</sup> et 288 Kg/m<sup>3</sup>. Nous pouvons remarquer également que malgré l'augmentation de la fraction de la paille G/L de 0.2 à 0.3 et à 0.4, la conductivité thermique reste la même. Cela peut s'expliquer par le fait que la matrice poreuse a une conductivité équivalente à celle de la paille. Dans le cas de la deuxième procédure, comme attendu pour la première formulation (+5%A1+5%A2\_G/L=0.2) où nous avons remplacé 10% de la chaux par 5% d'additif entraîneur d'air et 5% de protéine, la conductivité thermique a augmenté et a dépassé celle de la formulation de référence. Elle a atteint 0.091 W/m.°C contre 0.075W/m.°C de la formulation sans additif. Cela est justifié par la disparition de la porosité de la matrice ainsi que la porosité inter-granulaire comme il a été indiqué précédemment. La réduction de pourcentage du deuxième additif à 2.5% et l'augmentation du rapport G/L à 0.3 et 0.4 ont permis de retrouver des valeurs raisonnables au voisinage de celles obtenues dans le cas de la première procédure. La différence de la conductivité thermique dans les trois directions n'est pas significative pour les différents composites sauf dans le cas de la formulation de référence.

La masse volumique apparente a été diminuée de manière significative (Tableau 1). La création de la porosité dans la matrice a permis de diminuer la masse volumique de 1,75 fois par exemple.

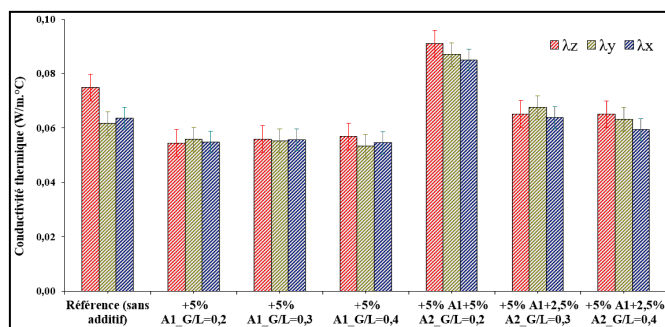


Figure 4 : Conductivité thermique des composites dans les trois directions

Formulation	ρ(Kg/m <sup>3</sup> )
Référence (sans additif)	473
+5% A1_G/L=0,2	288
+5% A1_G/L=0,3	281
+5% A1_G/L=0,4	270
+5% A1+5% A2_G/L=0,2	547
+5% A1+2,5% A2_G/L=0,3	308
+5% A1+2,5% A2_G/L=0,4	283

Tableau 1 : Masse volumique apparente

### 3.2 Comportement mécanique à la compression

La figure 5 présente les courbes contrainte-déformation des essais de compression uniaxiale des composites étudiés dans le sens privilégié par les fibres (horizontal) pendant le coulage ainsi que dans le sens perpendiculaire (vertical). Le comportement mécanique obtenu dans la première configuration (horizontal) est intégralement différent par rapport à celui du deuxième cas (vertical).

Dans le sens horizontal, la courbe obtenue (Figure 5-a) présente trois zones, une première, où la variation de contrainte-déformation est linéaire, puis une zone pré-pic non linéaire qui se caractérise par une inflexion progressive des courbes à cause d'une fissuration progressive du liant jusqu'à la rupture. Enfin, une zone post-pic ou le liant est totalement détérioré et l'effort est reporté par les granulats [AMZ 13]. Contrairement au sens horizontal, la réponse des composites dans le sens vertical montre un comportement en grande déformation qui se caractérise par l'absence d'un pic de rupture. En effet, le composite continu à se déformer jusqu'à la fin de l'essai, fixé à 45 % de déformation.

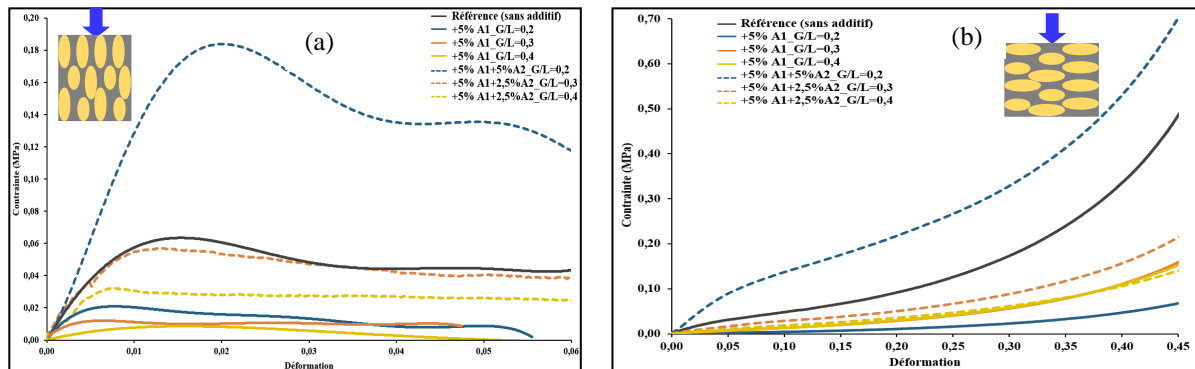


Figure 5 : Courbes contrainte-déformation : a) sens privilégié par les fibres b) sens perpendiculaire.

La résistance à la rupture (représentant le pic de la courbe) de chaque bio-composite a été déterminée à partir des courbes contrainte déformation dans le sens horizontal. Nous avons pu constater que la résistance à la rupture a été fortement diminuée pour les différents composites hormis la formulation +5%A1+5%A2\_G/L=0,2 ou la valeur dépasse trois fois celle de la formulation de référence. Une légère diminution a été observé également pour la formulation de +5%A1+2.5%A2\_G/L=0.3 par rapport à la formulation de référence. Une évolution identique a été enregistrée pour le comportement des bio-composites dans le sens perpendiculaire.

### 4. Conclusion

L'objectif de la présente étude est d'améliorer le caractère isolant d'un bio-composite à base de paille céréalière tout en gardant une résistance équivalente à la tenue mécanique au poids propre des matériaux. La substitution de 5% de la chaux par un bio-additif entraîneur d'air a permis de réduire la conductivité thermique avec une diminution drastique de la résistance mécanique. Par ailleurs, l'ajout de 5% de cet additif entraîneur d'air avec 5% d'une protéine aux constituants du matériau a conduit à un composite plus dense avec une résistance mécanique trois fois plus grande que celle de la formulation de référence avec une conductivité très élevée. Enfin, un compromis a été obtenu entre la conductivité thermique et la résistance mécanique en utilisant 5% d'additif entraîneur d'air avec 2.5% de protéine. Le matériau développé présente une performance thermique intéressante qui lui confère une bonne qualité d'isolation.

### 5. Bibliographie

- [AMZ13] Sofiane.A, Laurent.A, *Les bétons de granulats d'origine végétales : application au béton de chanvre*. Edition Lavoisier. 2013
- [BED16] Bederina, M., Belhadj, B., Ammari, M. S., Gouilleux, A., Makhloufi, Z., Montrelay, N., & Quéneudéc, M. « Improvement of the properties of a sand concrete containing barley straws–Treatment of the barley straws ». *Construction and Building Materials*, vol.115, 2016, p 464-477.
- [BEL13] Belayachi, N., Bouasker, M., Hoxha, D., & Al-Mukhtar, M. « Thermo-mechanical behaviour of an innovant straw lime composite for thermal insulation applications », *Appl. Mech. Mater.*, vol 390, 2013, p. 542–546
- [BRO18] Brouard, Y., Belayachi, N., Hoxha, D., Ranganathan, N., & Méo, S. « Mechanical and hygrothermal behavior of clay–Sunflower (*Helianthus annuus*) and rape straw (*Brassica napus*) plaster bio-composites for building insulation». *Construction and Building Materials*, vol.161, 2018, p. 196-207.
- [MAT 14] Mati-Baouche, N., De Baynast, H., Lebert, A., Sun, S., Lopez-Mingo, C. J. S., Leclaire, P., & Michaud, P. « Mechanical, thermal and acoustical characterizations of an insulating bio-based composite made from sunflower stalks particles and chitosan ». *Industrial Crops and Products*, vol. 58, 2014, p. 244-250.
- [WIL 18] Williams, J., Lawrence, M., & Walker, P. «The influence of constituents on the properties of the bio-aggregate composite hemp-lime». *Construction and Building Materials*, vol.159, 2018, p. 9-17

---

# Modèle de cinétique locale de sorption couplé au phénomène d'hystérésis pour les matériaux biosourcés

Nicolas Reuge, Sophie Moissette, Marjorie Bart, Florence Collet, Christophe Lanos

Univ Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique - EA 3913, Equipe Matériaux Thermo Rhéologie, IUT Rennes, 3 rue du Clos Courtel, BP 90422 35704 Rennes (France)

reuge@free.fr

---

*RÉSUMÉ.* Les modèles classiques décrivant les transferts de masse hygriques dans les matériaux de construction semblent inadaptés dans le cas des matériaux biosourcés. Ils reposent sur l'hypothèse d'un équilibre local instantané entre humidité relative et teneur en eau. Ces deux paramètres évoluent en fonction des flux diffusifs en suivant les isothermes de sorption. Ceci conduit à des temps de stabilisation beaucoup plus courts que ceux obtenus expérimentalement. Une nouvelle approche est présentée ici, elle s'affranchit de l'équilibre local instantané en introduisant une cinétique locale pour décrire la transformation de l'eau de l'état vapeur à l'état liquide et inversement. Cette cinétique locale de sorption est couplée au phénomène bien connu d'hystérésis. Elle est ajustée au regard de données bibliographiques fournissant des mesures de suivi de masse d'un béton de chanvre en conditions d'adsorption / désorption. Cette approche permet un excellent recalage sur l'expérience. Enfin, les comparaisons de simulations de tests MBV (cycles isothermes de HR de 33% ↔ 75%) à l'expérience sont également en faveur du modèle cinétique. Ce dernier constitue une avancée conséquente dans le domaine étudié.

*ABSTRACT.* The classic models describing the hygric mass transfers inside building materials seem unsuitable in the case of bio-based materials. They are based on the assumption of instantaneous local equilibrium between relative humidity and water content. These two parameters evolve according to the diffusive fluxes following the sorption isotherms. This leads to predict much shorter times of stabilization than those experimentally obtained. A new approach is presented here, it frees from the local instantaneous equilibrium introducing a local kinetic to describe the transformation of water from vapor state to liquid state and vice versa. The local kinetics of sorption is coupled with the well-known hysteresis phenomenon. It is adjusted from bibliographic data giving mass evolution of a hemp concrete under adsorption / desorption conditions. This allows an excellent fitting on the experiments. Finally, comparisons of simulations of MBV tests (RH cycles of 33% ↔ 75%) with experiments are also in favour of the kinetics model. The latter represents a consistent step forward in the studied domain.

*MOTS-CLÉS :* matériaux biosourcés, cinétique locale, sorption, transfert de masse, modélisation.

*KEY WORDS :* bio-based materials, local kinetics, sorption, mass transfer, modeling.

---

## 1. Introduction

La modélisation des transferts hygrothermiques au sein des matériaux de construction est d'une aide précieuse pour prédire les évolutions d'humidité et de température à l'intérieur des bâtiments soumis à des charges intérieures et à des conditions extérieures données et changeantes. Elle permet d'estimer leurs performances hygrothermiques. Les modèles utilisés reposent naturellement sur les équations de conservation de masse et de chaleur en régime instationnaire et sur des hypothèses largement admises depuis longtemps, en particulier un équilibre local instantané entre humidité relative et teneur en eau déterminé par les isothermes de sorption des matériaux considérés.

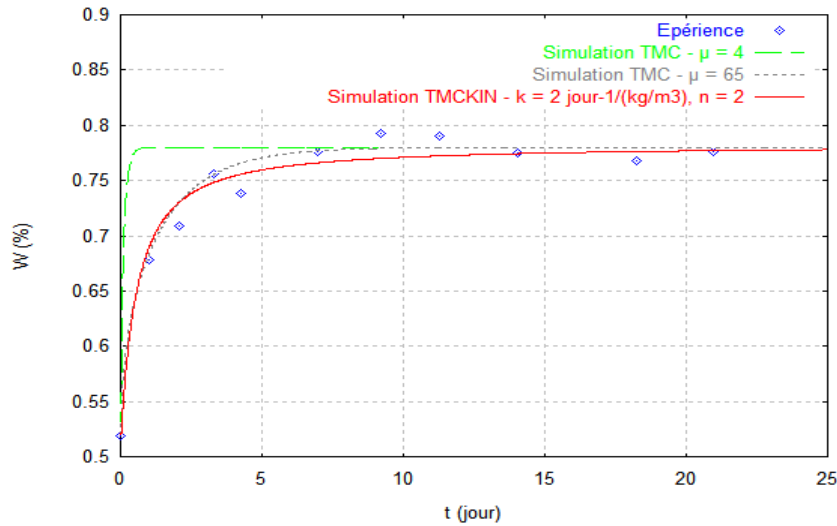
Concernant le domaine des matériaux biosourcés, les investigations numériques sont récentes et peu nombreuses. Il se pose en premier lieu des difficultés de caractérisation de leurs propriétés hygrothermiques car leur variabilité peut être conséquente. De plus, ils présentent des isothermes d'adsorption et de désorption très différentes conduisant à l'apparition de comportements hystérétiques relativement complexes : des modèles existent pour les décrire et des études numériques les incorporant ont conduit à des résultats en accord avec l'expérience [OUM 14]. Par contre, des échantillons de tels matériaux soumis à des incréments d'humidité relative (HR) présentent des durées de stabilisation de leur masse particulièrement longues : leur teneur en eau

mets plusieurs jours voir plusieurs semaines à se stabiliser [COL 13], ce que les modèles actuels ne sont pas en mesure de reproduire.

On propose de modifier le modèle classique en y incorporant des cinétiques locales de sorption : la transformation de l'eau de l'état vapeur à l'état liquide (adsorption) et inversement (désorption) au sein des matériaux biosourcés dépendent de cinétiques locales d'adsorption et de désorption. Cette étude s'appuie sur les mesures effectuées par Collet et al. [COL 13] sur le béton de chanvre EASY-R.

## 2. Cinétiques globales de sorption : comparaisons préliminaires entre expériences et simulations

Le béton de chanvre EASY-R est un composite biosourcé constitué de chènevette et d'un liant minéral (à base de chaux). Ses propriétés et son comportement hygrothermiques ont été caractérisés avec minutie par Collet et al. [COL 13]. Sa masse volumique à sec ( $450 \text{ kg.m}^{-3}$ ), son facteur de résistance à la vapeur d'eau  $\mu$  (égal à  $4 \pm 25\%$  à sec) et ses isothermes d'adsorption et de désorption sont donc connus. La Figure 1 présente la cinétique globale d'adsorption mesurée pour un échantillon cylindrique de 5 cm de diamètre, étanché aux extrémités, de EASY-R initialement stabilisé à un  $HR$  de 33% et soumis à un  $HR$  ambiant de 43% (par cinétique globale d'adsorption, on entend l'évolution de la teneur en eau moyenne  $W$  dans l'échantillon entier en fonction du temps, cette dernière étant le rapport de la masse totale d'eau dans l'échantillon sur la masse de l'échantillon sec, en pour cent).



**Figure 1.** Evolution temporelle de la teneur en eau moyenne  $W$  dans un échantillon de EASY-R stabilisé à un  $HR$  de 33% puis soumis à un  $HR$  ambiant de 43%. Expérience [COL 13], simulations TMC avec  $\mu = 4$  et  $\mu = 65$  et simulation TMCKIN avec  $\mu = 4$ ,  $k = 2 \text{ jour}^{-1}/(\text{kg.m}^{-3})$  et  $n = 2$ .

D'après les mesures, dans ces conditions opératoires, la stabilisation de  $W$  n'est observée qu'au bout de 7 à 10 jours. Une simulation de cette cinétique globale d'adsorption a ensuite été effectuée à l'aide d'un code 1D (en mode cylindrique) appelé TMC, développé au sein de notre laboratoire sous MATLAB [OUM 14] et reposant sur l'hypothèse classique d'équilibre (*i.e.* équilibre instantané entre humidité relative locale  $\varphi$  et teneur en eau locale  $w$  selon les courbes de sorption). Avec  $\mu$  égal à 4, la simulation conduit à une durée de stabilisation inférieure à 1 jour, donc bien trop courte (voir Figure 1). Avec TMC, il faudrait considérer  $\mu$  égal à 65 pour reproduire correctement l'évolution temporelle de  $W$  (voir Figure 1) donc une valeur de  $\mu$  environ 16 fois plus grande que sa valeur déterminée expérimentalement !

Il apparaît donc évident que TMC repose sur une ou des hypothèses qui ne sont pas valides dans ce cas de figure. D'où l'idée de remettre en cause l'hypothèse d'équilibre  $\varphi / w$  et d'introduire une cinétique locale ayant la forme suivante :

$$k = k_0 \left( w_{eq}(\varphi) - w \right)^n \quad [1]$$

où  $k_0$  est une constante cinétique,  $w_{eq}(\varphi)$  la teneur en eau locale d'équilibre correspondant à l'humidité locale  $\varphi$ ,  $w$  ( $\text{kg.m}^{-3}$ ) la teneur en eau locale et  $n$  l'ordre de la cinétique. On peut justifier l'existence d'une telle cinétique par le fait que le dépôt d'eau liquide au sein du béton de chanvre serait conditionné par une diffusion des

molécules d'eau dans les cellules végétales suivant un processus extrêmement lent, ceci a été mis en évidence dans le cas du bois [ENG 13]. Il s'agirait donc d'une cinétique apparente représentant ce phénomène.

Le code TMC a été modifié pour prendre en compte cette cinétique locale, il est désormais appelé TMCKIN. Une nouvelle simulation a donc été effectuée en ajustant les paramètres  $k_0$  et  $n$  (voir Figure 1). Avec une cinétique d'ordre  $n$  égal à 2 et une constante cinétique d'adsorption cinétique  $k_0$  égal à  $2 \text{ jour}^{-1}/(\text{kg.m}^{-3})$ , il apparaît que la simulation est en très bon accord avec l'expérience.

### 3. Modélisation mathématique

Avec le modèle classique d'équilibre, la conservation de l'eau vapeur / liquide peut être écrite sous la forme d'une unique équation :

$$\partial w / \partial \varphi \cdot \partial \varphi / \partial t - \nabla \left[ \left( (D_v / \mu) M_w P_{sat} / RT + D_{p,l} \partial w / \partial \varphi \right) \nabla \varphi \right] = 0 \quad [2]$$

En introduisant une cinétique locale, il est nécessaire de scinder l'équation pour considérer la conservation de la vapeur d'eau d'une part et la conservation de l'eau liquide d'autre part :

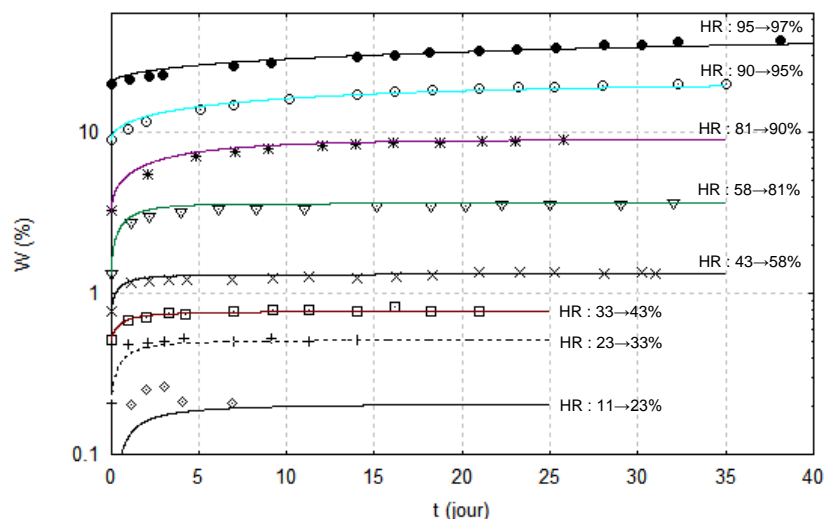
$$\begin{cases} \partial w / \partial t - \nabla (D_{p,l} \nabla w) = k_0 (w_{eq}(\varphi) - w)^n \\ \partial \varphi / \partial t - \nabla ((D_v / \mu) \nabla \varphi) = -RT / M_w P_{sat} k_0 (w_{eq}(\varphi) - w)^n \end{cases} \quad [3,4]$$

Tout comme avec le modèle classique, le modèle cinétique est associé à un modèle d'hystérésis pour décrire l'évolution des isothermes d'adsorption / désorption [OUM 14]. Avec ce dernier, la détermination des isothermes de sorption secondaires dépendent de la position des points d'inversion. Avec le modèle de cinétique locale, les inversions adsorption / désorption se produisent lorsque  $w_{eq}(\varphi) - w$  change de signe.

### 4. Ajustement du modèle de cinétique locale sur les cinétiques globales de sorption

Dans [COL 13], l'échantillon de EASY-R a été caractérisé en adsorption et désorption par des paliers graduels de HR compris entre 23% et 97%. Les cinétiques globales obtenues en adsorption sont présentés sur la Figure 2. Comme on peut le constater, les temps de stabilisation sont compris entre quelques jours et quelques semaines.

Le code TMCKIN a été utilisé pour simuler ces expériences. Comme on peut le constater sur la Figure 2, les ajustements sont globalement très bons en considérant une cinétique d'ordre  $n$  égal à 2 et une constante cinétique d'adsorption cinétique  $k_0$  égal à  $2 \text{ jour}^{-1}/(\text{kg.m}^{-3})$ .

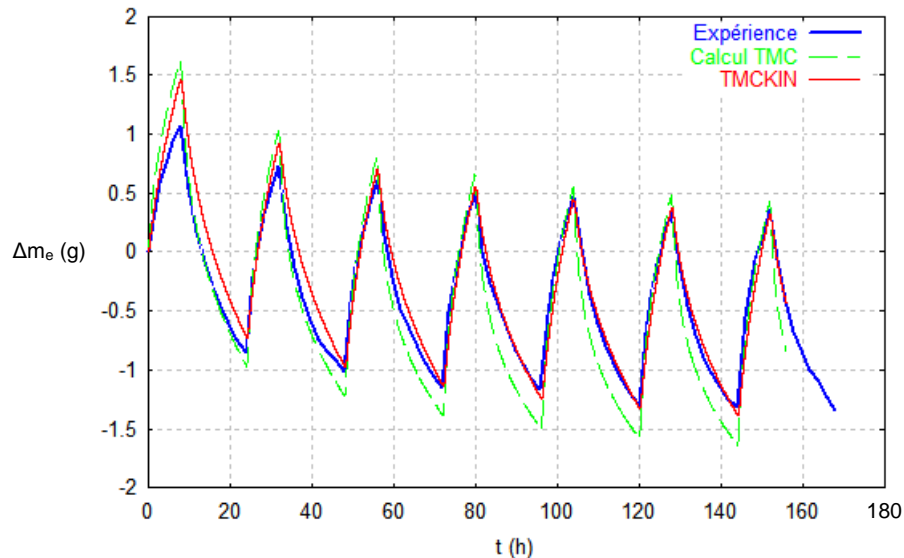


**Figure 2.** Evolution temporelle de la teneur en eau moyenne  $W$  dans un échantillon de EASY-R pour différents paliers de HR. Expérience [COL 13], simulations TMCKIN avec  $\mu = 4$ ,  $k = 2 \text{ jour}^{-1}/(\text{kg.m}^{-3})$  et  $n = 2$ .

Concernant les cinétiques globales de désorption, de très bons ajustements ont également pu être obtenus avec les mêmes paramètres ( $n = 2$  et  $k_0 = 2 \text{ jour}^{-1}/(\text{kg.m}^{-3})$ ).

## 5. Simulations TMC et TMCKIN de cycles MBV (HR 33% ↔ 75%)

Toujours dans l'étude de Collet et al. [COL 13], des échantillons de EASY-R d'épaisseur 7,3 cm ont été soumis à un test classique "MBV" avec alternance de HR ambiants de 75% (8h) puis 33% (16h). L'évolution temporelle de la masse d'eau relative mesurée, puis simulée avec TMC et TMCKIN (en mode 1D cartésien) sont présentés sur la Figure 3. Il apparaît que les résultats obtenus avec TMCKIN sont en bon accord avec l'expérience tandis que TMC surestime significativement l'amplitude des variations.



**Figure 2.** Evolution temporelle de la masse d'eau dans les échantillons de EASY-R soumis à des cycles de HR 33% ↔ 75% [COL 13], simulation TMC, simulation TMCKIN avec  $\mu = 4$ ,  $k = 2 \text{ jour}^{-1}/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$  et  $n = 2$ .

## 6. Conclusion

Un modèle de cinétique locale a été présenté, justifié et introduit dans un code 1D de transferts hygrothermiques. Pour les matériaux de construction biosourcés et le béton de chanvre EASY-R étudié ici en particulier, les simulations effectuées avec le modèle de cinétique locale (TMCKIN) reproduisent bien les résultats expérimentaux (cinétiques globales de sorption, cycles MBV) contrairement aux simulations effectuées avec l'approche classique (TMC).

Ce modèle constitue une avancée conséquente dans le domaine étudié. Il sera particulièrement intéressant d'observer l'influence du modèle de cinétique locale sur l'évolution temporelle des transferts hygrothermiques ayant lieu dans une paroi biosourcée soumise à un climat donné.

## Remerciements

Ce travail a été effectué et financé dans le cadre du projet européen ISOBIO – (<http://isobioproject.com>) relevant du programme de recherche et d'innovation Horizon 2020 (agreement No. 636835).

## 7. Bibliographie

[COL 13] COLLET F., CHAMOIN J., PRETOT S., LANOS C., « Comparison of the hygric behaviour of three hemp concretes », *Energy and Building*, vol. 62, 2013, p. 294-303.

[ENG 13] ENGELUND E.T., THYGESEN L.G., SVENSSON S., HILL C.A.S., « A critical discussion of the physics of wood-water interactions », *Wood Sci. Technol.*, vol. 47, 2013, p. 141-161.

[OUM 14] OUMEZIANE Y.A., BART M., MOISSETTE S., LANOS C., « Hysteretic behaviour and moisture buffering of hemp concrete », *Transp. Porous Med.*, vol. 103, 2014, p. 515-533.



---

# Racking behaviour of timber walls filled with hemp concrete

H. Wadi<sup>1,2</sup>, S. Amziane<sup>1,2</sup>, E. Toussaint<sup>1,2</sup>, M. Taazount<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Université Clermont Auvergne, Institut Pascal, BP 10448, F 63000 CLERMONT-FERRAND, FRANCE

<sup>2</sup> CNRS, UMR 6602, IP, F-63178 Aubière, France.

husam.wadi@etu.uca.fr  
sofiane.amziane@uca.fr  
evelyne.toussaint@uca.fr  
mustapha.taazount@uca.fr

---

## RÉSUMÉ.

*Cette étude met l'accent sur le comportement mécanique des murs en bois remplis par du béton de chanvre sous un chargement latéral. Une étude expérimentale de grande échelle des murs en bois a été menée afin de déterminer leurs résistances latérales globales, et également de quantifier l'impact du béton végétal de remplissage sur la capacité portante des murs en bois. Les éléments diagonaux sous compression et les éléments verticaux ont été employés dans les murs en bois pour investiguer les effets de la rigidité globale du système sur la résistance latérale des murs comportant du béton végétal. La technique de corrélation d'image numérique (DIC) a été utilisée afin de déterminer la déformation de cisaillement induite dans le matériau de remplissage. En se basant sur les résultats des essais expérimentaux, cette étude confirme d'abord que le panneau en bois (système de moindre rigidité) permet de montrer la faible part de la contribution du matériau de remplissage (béton de chanvre). Par contre, le mur en bois avec la diagonale de contreventement n'a pas montré la contribution du matériau de remplissage à cause de la grande rigidité du système global. Finalement, on met en évidence que le rapport largeur-hauteur du mur en bois a une influence importante dans la contribution du chanvre à la résistance du mur.*

## ABSTRACT.

*This paper focuses on the mechanical behaviour of timber walls filled with hemp concrete under lateral loading. An experimental study of large-scale timber walls was carried out to determine the overall lateral load resistance and also the enhancement of hemp concrete to the in-plane racking strength of timber walls. Diagonal struts under compression and vertical struts were employed on the timber walls to investigate the effects of the rigidity of the overall system on the lateral resistance of hemp wall. Digital Image Correlation (DIC) technique was used in order to determine and track the shear strains. Based on the data and results obtained from the experimental tests, this study confirms that timber wall with vertical strut (system with less rigidity) allows to display small part of the contribution of filling material (hemp concrete), in contrast, timber wall with diagonal bracing did not show any contribution of the filling material due to the high rigidity of the overall system. Finally, the width- height ratio of the timber wall has an important influence in hemp concrete contribution in the lateral strength of the wall.*

**KEY WORDS:** Hemp concrete, Timber walls, Racking strength, width-height ratio of wall.

---

## 1. Introduction

The use of low carbon material in structures improves the insulation level and sound absorption and also decreases the weight of building. In response to this need, the use of bio-aggregate such as hemp shives is increasing in Europe and especially in France [1]. Hemp concrete is now used in construction as a sustainable and carbon neutral infill wall material around timber-framed construction [2]. In-plane racking strength of timber walls is important in construction for resisting lateral loads [3]. As limited studies are published on the lateral strength of hemp walls, the aims of this work are to study the contribution of hemp concrete in lateral strength of the wall on one side-and to investigate the most effective parameter that plays a main role in the in-plane racking strength of hemp walls on the other side.

## 2. Theoretical analysis of timber wall units

Two different shapes of timber walls made of sawn wood of class C24 were considered in this study in order to investigate the participation of hemp concrete as infill material, vertical and diagonal bracing struts (see Figures 1 and 2). The dimensions of all tested walls were 2.5 m high, 1.2 m width and 140 mm thickness. We assume a linear elastic behaviour of the wall-unit and the deformations are caused by external force only. By applying the virtual work transformation by unit-load theorem (F), the total displacement of the wall unit ( $\Delta$ ) can be calculated as:

$$\Delta = \frac{\partial W}{\partial F} \quad (1)$$

where W is the elastic strain energy stored in the wall and provided by an external horizontal F load applied on the wall unit (Fig. 1&2). In the present case, the total strain energy consists of a normal load (N), a shear load (V) and a moment (M) as illustrated in equation (2). By taking the material characteristics into account, the vertical strut wall, the total horizontal displacement ( $\Delta_1$ ) (see Equation 3) can be calculated as a function of the internal forces (equation 4) and the term  $F/\Delta = 0.0083$  (kN/mm). For the diagonal bracing strut wall, equation (5) is used to calculate the lateral displacement of the wall ( $\Delta_2$ ), also the term  $F/\Delta = 2.7$  (kN/mm)

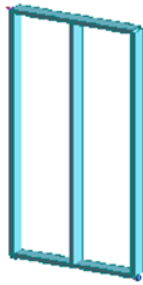


Figure 1: Vertical strut wall unit

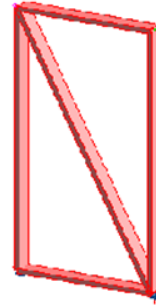


Figure 2: Diagonal bracing strut wall unit

$$W = \frac{1}{2} \left[ \frac{1}{E_{0,05} I} \int M^2(x) dx + \frac{1}{E_{0,mean} A} \int N^2(x) dx + \frac{1}{G_{mean} A'} \int V^2(x) dx \right] \quad (2)$$

$$\Delta_i(m) = (a_M + a_V + a_N)F(N) \quad (3)$$

$$\Delta_1(m) = \left[ \left( \frac{0.964}{E_{0,05} I} \right) + \left( \frac{5.72}{E_{0,mean} A} \right) + \left( \frac{3.85}{G_{mean} A'} \right) \right] F(N); \quad A' = \frac{2}{3} A \quad (4)$$

$$\Delta_2(m) = \left[ \left( \frac{1.26 \times 10^{-5}}{E_{0,05} I} \right) + \left( \frac{25.5}{E_{0,mean} A} \right) + \left( \frac{1.0 \times 10^{-4}}{G_{mean} A'} \right) \right] F(N) \quad (5)$$

Where  $E_{0,05}$ ,  $E_{0,mean}$  are: fifth percentile value of a stiffness property and parallel to the grain elastic modulus respectively,  $G_{mean}$  the mean value of shear modulus.

### 3. Experimental study of racking tests

Seven walls of hemp concrete were casted with the same mix proportion and same protocol of casting. All walls were tested in the same test set up to investigate the lateral load bearing capacity. The lateral load was applied for all walls at a constant rate of displacement equal to 5mm/min with a cyclic loading regime in three cycles. Digital Image Correlation (DIC) technique was used to measure and track local shear strain fields from a set of images. Images were stored each 10 seconds. The shear strain measurements were measured at a global horizontal displacement at the top of the wall equal to 50 mm. Load-displacement curves are presented in Figures 3 to 6 for the different configurations tested. Figure 7 shows the zone studied with DIC and Figure 8 and 9 give an example of shear strain field.

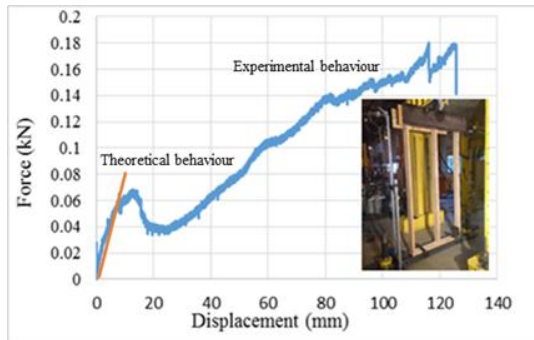


Figure 3: Force-Displacement behaviour for frame only.

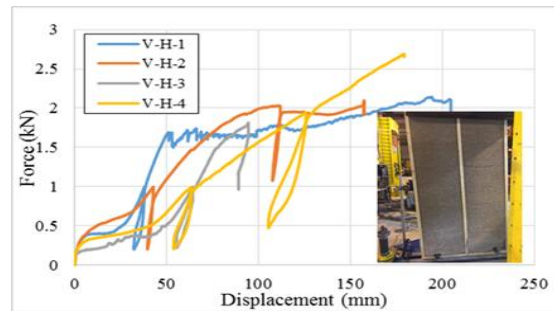


Figure 4: Force-Displacement behaviour for vertical stud hemp wall.

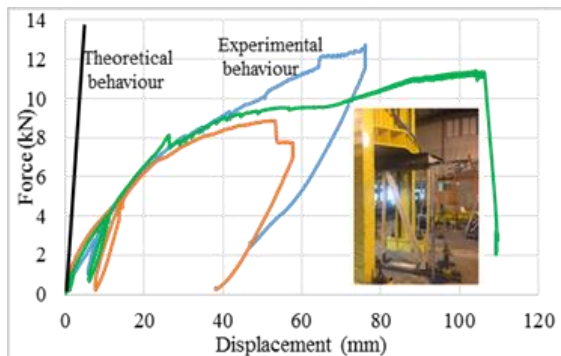


Figure 5: Force-Displacement behaviour for diagonal bracing walls.

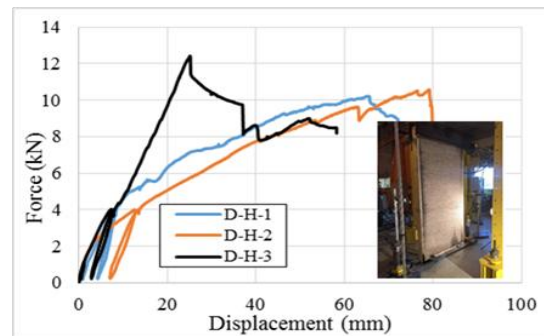
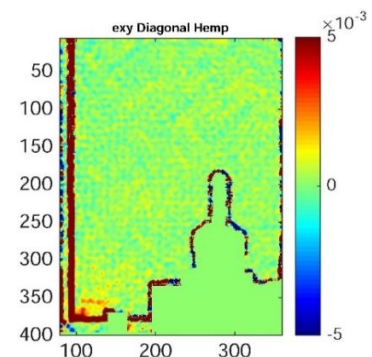
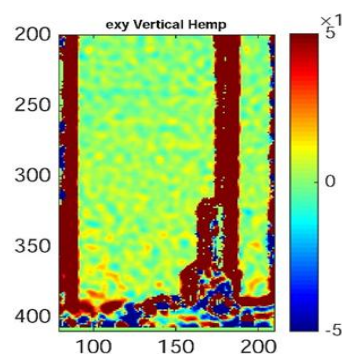
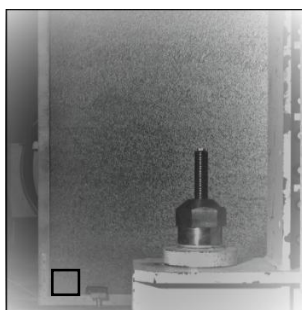


Figure 6: Force-Displacement behaviour for diagonal bracing hemp walls.



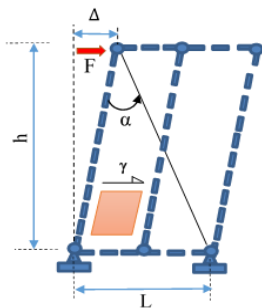
**Figure 7:** The zone of measurements by camera in timber walls filled with hemp concrete.

**Figure 8:** Shear strain field of hemp concrete in vertical stud timber wall (V-H-2)

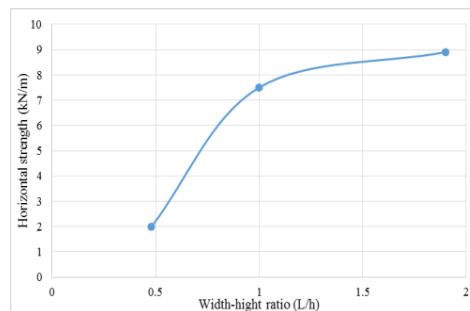
**Figure 9:** Shear strain field of hemp concrete in diagonal bracing timber wall (D-H-2)

#### 4. Discussion

According to the test results, it is obviously that filling material does not contribute in the racking strength of timber wall especially with diagonal bracing elements. The diagonal strut increases the rigidity of the overall system preventing the filling material to participate in the lateral strength of the wall as illustrated in Figure 6. However, a small participation of hemp concrete was noticed in vertical strut wall as presented in Figure 4. Apparently, the filling material does not work completely against lateral loads due to the absence of compression diagonal zone (Figure 8). It has been shown (see Figure 11) that the diagonal zone is related to the external dimensions of the wall (width-height ratio). In this study, the width-height ratio ( $L/h$ ) was 0.48 and the average racking strength of wall was 2kN/m. An experimental test on hemp wall has been investigated by Gross [3]. In this study, the width-height ratio ( $L/h$ ) was equal to 1 and the average racking strength was 7.5kN/m. Hans [4] studied hemp walls with a width-height ratio ( $L/h$ ) equal to 1.9 with an average racking strength 8.9 kN/m. Figure 11 summarizes the results of these studies and confirms the significant influence of width-height ratio on the racking strength.



**Figure 10:** Loaded state of vertical stud hemp walls.



**Figure 11:** racking strength of timber hemp wall with different width-height ratios.

#### 5. Conclusion

In this study, an experimental investigation of the racking performance of hemp walls has been conducted. The results show weak hemp participation against lateral loads. However, several studies found that hemp concrete has a high racking strength. In fact it cannot be generalized that hemp concrete has always a significant strength in timber wall. The filling material could not work mechanically against lateral load without a complete form of compression diagonal zone which make the material loaded under shear forces. This zone is related to the dimensions of the wall and is present when  $L/h \geq 1$ . Within this limit, the material mechanically works, otherwise, the results are totally different.

#### 6. References

- [1] Amziane S, Arnaud L, editors. Bio-aggregate-based building materials: applications to hemp concretes. London, Holboken: ISTE Ltd., John Wiley & Sons; 2013.
- [2] Lawrence M. A review of the state of the art of hemp-lime, theory, practice and current research. Bath: BRE CICM; 2009.
- [3] Christopher G, Pete W. Racking performance of timber studwork and hemp-lime walling. Construction and Build Materials 2014; 66: 429–435.
- [4] S. Hans, F. Sallet, L. Goudet, "Mechanical behaviour of wooden framework buildings with sprayed hemp concrete" 2<sup>nd</sup> International Conference on Bio-based Building Materials ICBBM June 21<sup>th</sup>-23<sup>th</sup> 2017 Clermont-Ferrand, France.

---

# Stabilisation de briques de cendres volantes comprimées par activation alcaline

Elodie Prud'homme<sup>1</sup>, Romain Cochonnat<sup>2</sup>, Frédéric Jacquot<sup>3</sup>, Patrick Tintillier<sup>4</sup>, Sébastien Georges<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Université de Lyon – INSA Lyon – MATEIS, 7 avenue Jean Capelle, 69621 Villaurbenanne, France, elodie.prudhomme@insa-lyon.fr

<sup>2</sup> Université de Lyon – INSA Lyon – MATEIS, 7 avenue Jean Capelle, 69621 Villaurbenanne, France, romain.cochonnat@insa-lyon.fr

<sup>3</sup> Université de Lyon – INSA Lyon – MATEIS, 7 avenue Jean Capelle, 69621 Villaurbenanne, France, frederic.jacquot@insa-lyon.fr

<sup>4</sup> LafargeHolcim – Centre de Recherche, 95, rue du Montmurier, 38291 St-Quentin-Fallavier, France, patrick.tintillier@lafargeholcim.com

<sup>5</sup> LafargeHolcim – Centre de Recherche, 95, rue du Montmurier, 38291 St-Quentin-Fallavier, France, sebastien.georges@lafargeholcim.com

---

**RÉSUMÉ.** L'Inde valorise actuellement les cendres volantes de centrales thermiques en les intégrant dans des briques de cendres comprimées stabilisées au ciment à hauteur de 5%. Leur impact environnemental est donc non-négligeable. Une stabilisation par activation alcaline est une alternative pertinente dans ce domaine. La stabilisation des briques a donc été faite avec un ajout de plusieurs taux de solution alcaline et différentes températures de cure. Les matériaux obtenus ont été comparés avec des briques de cendres volantes comprimées stabilisées au ciment. L'ajout de solution alcaline permet d'augmenter les performances mécaniques des briques. Sa teneur doit cependant rester supérieure à 2,5% afin de garantir les performances mécaniques requises. Celles-ci sont atteintes dès 7 jours et peuvent être obtenues à plus court terme en jouant sur la température de cure. Leur tenue à l'eau est légèrement meilleure qu'avec une stabilisation à base de ciment. Leur développement pourrait donc concurrencer l'utilisation des briques de cendres volantes stabilisées au ciment.

**ABSTRACT.** India is currently upgrading fly ash from thermal power plants by incorporating them into compressed ash bricks stabilized with 5% of cement. Their environmental impact is therefore not negligible. Stabilization by alkaline activation is a relevant alternative. Stabilization of the bricks was therefore made with an addition of several alkaline solution rates and at various temperature of curing. The materials obtained were compared with compressed fly ash bricks stabilized with cement. The addition of alkaline solution increases the mechanical performances of bricks. Its alkaline solution content must however remain higher than 2.5% in order to guarantee the required mechanical performances. These are reached as early as 7 days and can be obtained in shorter terms by adjusting the cure temperature. Their water resistance is slightly better than with a stabilization based on cement. Their development could therefore compete with the use of cement stabilized fly ash bricks.

**MOTS-CLÉS :** Cendre volantes, Activation alcaline, Propriétés mécaniques, Tenue à l'eau, Briques comprimées, Eco-matériaux.

**KEY WORDS:** Fly ash, Alkaline activation, Mechanical properties, Water resistance, Compressed brick, Ecomaterial.

---

## 1. Introduction

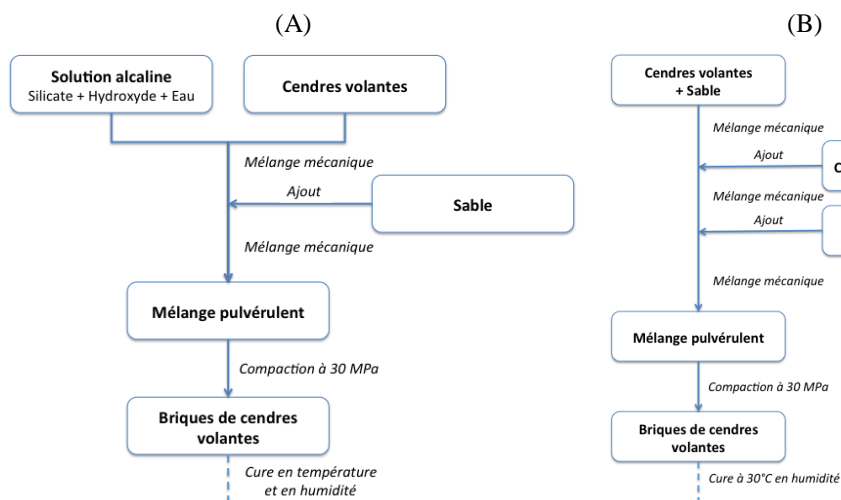
Face à la demande en logements abordables de plus en plus grande à travers le monde, la recherche de solution bas coût et respectueuse de l'environnement est un important challenge. En effet, la construction telle qu'elle est pratiquée dans les pays développés, principalement à base de ciment béton et bois, n'est pas toujours accessible aux budgets les plus faibles. Il existe de nombreux gisements de matières premières à bas coût qui peuvent être d'origine naturelle comme la terre crue ou des sous-produits d'origine industrielle comme les laitiers et les cendres volantes de centrales thermiques. Afin de subvenir à ses besoins en électricité, l'Inde est un pays qui possède un nombre très important de centrales thermiques, ce qui induit une production de cendres volantes de l'ordre de plusieurs millions de tonnes par an [HAQ 13]. Afin de gérer au mieux ce type de déchets, le gouvernement indien impose l'utilisation de ce coproduit industriel dans la fabrication de briques de construction dans un rayon de 100km autour des centrales thermiques [KUM 03] [FLY 15]. Ces briques de cendres comprimées sont aujourd'hui stabilisées à base de ciment à hauteur de 5%. Leur impact environnemental est donc non-négligeable et finalement équivalent à l'utilisation d'un bloc béton [SOR 18]. L'utilisation d'un mode de stabilisation innovant permettrait donc de limiter les émissions de CO<sub>2</sub> qui leurs sont associées. Pour cela, l'activation alcaline ou géopolymérisation [DAV 91] est une solution pertinente [MUD 14] [SOR 18]. Le développement de cette voie de valorisation des cendres volantes en Inde permettrait ainsi d'augmenter la proportion de coproduits valorisés en limitant leur stockage et les émissions de CO<sub>2</sub>.

Cette étude de formulation a pour objectif d'évaluer l'impact de l'activation alcaline sur les propriétés mécaniques et la tenue à l'eau de briques de cendres volantes comprimées. Pour cela, plusieurs taux d'activation alcaline ont été testés, ainsi que différentes températures de cure. Les échantillons ont ensuite été caractérisés en compression. Leur intégrité après immersion dans de l'eau osmosée a également été évaluée. Des briques de cendres volantes stabilisées au ciment et fabriquées suivant le processus de fabrication indien seront également testées à titre de comparaison.

## 2. Méthodes expérimentales

### 2.1. Matières premières et protocoles expérimentaux

Les briques de cendres volantes stabilisées par activation alcaline sont obtenues en mélangeant une solution alcaline, du sable et des cendres volantes. Les cendres volantes indiennes connaissant une grande variabilité de composition suivant les centrales thermiques, cette étude a été menée avec une cendre volante commerciale connue, contenant 51.3% de phase amorphe, et principalement constituée de 54% de silice, de 25% d'alumine, de 7% d'oxyde de fer et de 2% d'oxyde de calcium. Le sable utilisé est un sable roulé 0/5 R (Lafarge Granulat). La solution alcaline est préparée à partir d'un silicate de sodium ( $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O} = 2.1$ ,  $\rho = 1,5 \text{ g.cm}^{-3}$ , Fisher Scientific) et d'hydroxyde de sodium (pastilles, 99% de pureté, Fisher Scientific). Le protocole de fabrication de ces briques est présenté Figure 1A. La quantité de solution alcaline a été variée entre 0,5 et 3,2% en masse, le rapport massique entre le sable et la cendre volante est égale à 1. Cinq températures de cure ont également été testées, à savoir la température ambiante ( $T_{\text{Amb}}$ ), 30°C, 40°C, 50°C et 75°C.



**Figure 1.** Protocoles de fabrication des briques stabilisées (A) par activation alcaline et (B) stabilisées au ciment.



Les briques de cendres volantes stabilisées au ciment contiennent la même cendre volante additionnée de ciment (CEM I 52.5 N CE PM-ES-CP2 NF, Le teil, Lafarge Holcim), de chaux éteinte ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , Carrières et Chaux Balthazard & Cotte) et de gypse (Gypse Almeria, Saint Gobain Placo Iberica). Le protocole de fabrication est détaillé Figure 1B.

Les briques sont obtenues en compactant à 30 MPa 300g de mélange pulvérulent dans un moule rectangulaire en acier (10cm x 5cm), de manière à obtenir des briques de 2cm de hauteur. Elles sont ensuite placées en condition de cure endogène.

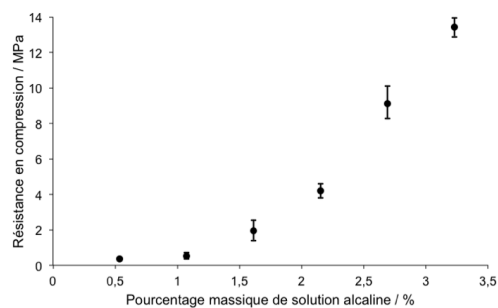
## 2.2. Techniques expérimentales

Les mesures par spectroscopie infrarouge ont été réalisées sur un appareil IS50 (Thermofisher) en mode ATR sur poudre entre 500 et 4000  $\text{cm}^{-1}$ . La microscopie électronique à balayage a été réalisée sur un appareil Supra55 (Zeiss) avec une tension de 5kV.

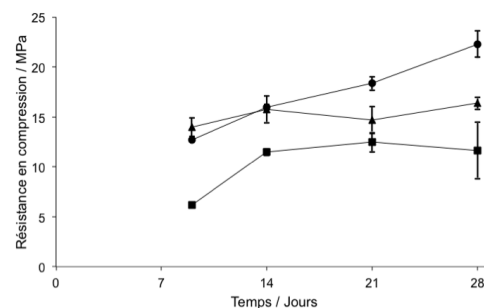
Les essais mécaniques en compression ont été réalisés sur une presse électromécanique Zwick équipée d'un capteur 100kN. La vitesse de course imposée était de 1 mm/min. Pour chaque type de matériaux, trois échantillons ont été testés. La tenue à l'eau des briques a été évaluée par immersion de ces dernières dans de l'eau osmosée selon un rapport massique solide / liquide de 0.3. Le pH des solutions a été suivi dans le temps à l'aide d'un pHmètre SevenExcellence (Mettler Toledo).

## 3. Résultats et discussion

La stabilisation des briques comprimées de cendres volantes a été réalisée par ajout d'une solution alcaline avec pour objectif d'atteindre une résistance minimale de 3,5 MPa en accord avec la réglementation indienne [IS 02]. La Figure 2 présente l'évolution de la résistance en compression en fonction de la quantité de solution alcaline intégrée dans la brique après 21 jours de cure à  $T_{\text{Amb}}$ . La solution alcaline doit donc être introduite à hauteur de 2% afin d'atteindre les objectifs de résistance requis. Les observations MEB ont permis de mettre en évidence une différence importante de microstructure des échantillons suivant le taux de solution alcaline. A partir de 2% de solution, les observations révèlent la présence d'un gel venant enrober les particules sphériques de cendres volantes et qui n'est pas présent pour les échantillons contenant de plus faibles taux d'ajout. La formation de ce gel est due à la dissolution de la cendre volante en présence de solution alcaline qui conduit à la formation d'un géopolymère [FER 05]. En quantité trop faible, la réaction de géopolymerisation n'est pas assez importante pour former un réseau percolant permettant d'assurer la cohésion du matériau.

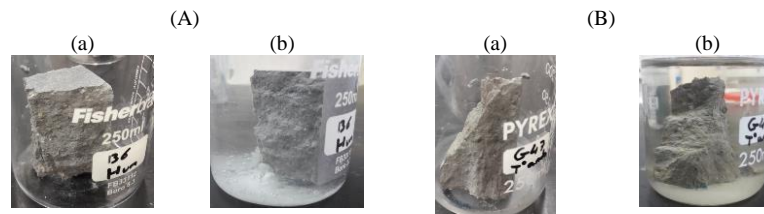


**Figure 2.** Evolution de la résistance en fonction de la teneur en solution alcaline après 21j de cure à  $T_{\text{Amb}}$ .



**Figure 3.** Evolution de la résistance des briques stabilisées au ciment ( $T_{\text{Amb}}$ ) (●) et par ajout de solution alcaline à  $T_{\text{Amb}}$  (■) et à 75°C (▲).

Le développement des propriétés mécaniques des briques de cendres volantes stabilisées par activation alcaline à 3,2% a été comparé avec celui de briques de cendres volantes stabilisées au ciment (Figure 3). Dans les deux cas, les performances mécaniques répondent au cahier des charges de 3,5 MPa. A température équivalente, la stabilisation par activation alcaline conduit à une résistance en compression de 12,5 MPa à 28j contre 22,2 MPa pour les briques stabilisées au ciment. Contrairement à cette dernière, où les performances mécaniques évoluent au cours des 28j de cure, les propriétés mécaniques sont stables à partir de 14j pour la stabilisation alcaline. Cela s'explique par la formation même du géopolymère, dont la réaction est beaucoup plus rapide et repose sur un phénomène de précipitation et non d'hydratation [DUX 07]. Une augmentation de la température pour la stabilisation alcaline permet d'obtenir des résistances en compression à 28 jours de 15 MPa, réduisant ainsi l'écart avec la stabilisation au ciment.



**Figure 4.** Etat (A) d'échantillons stabilisés au ciment et (B) stabilisés par activation alcaline (a) dès l'immersion et (b) après 14 jours d'immersion.

La comparaison du comportement en milieu aqueux des deux types de matériaux révèle leur bonne tenue puisqu'ils restent intègres lors de l'immersion, même après 14 jours (Figure 4). Un dépôt blanc apparaît cependant après 14 jours d'immersion de manière équivalente entre les deux modes de stabilisation. L'analyse infrarouge de ce précipité a permis de l'identifier comme étant un hydrogénocarbonate, ce qui traduit un relargage en solution d'espèces chimiques. Cela est renforcé par le fait que les valeurs de pH des solutions d'immersion évoluent instantanément de 7,0 à une valeur de pH de 10,6 pour la stabilisation au ciment et à une valeur de pH de 10,2 pour une stabilisation par activation alcaline en cure à  $T_{Amb}$ . Après 14 jours, ces valeurs évoluent peu avec une valeur de pH de 12,2 et de 11,9 pour la stabilisation au ciment ou par activation alcaline respectivement. Le changement de la température de cure pour la stabilisation alcaline permet de limiter l'élévation de la valeur de pH de la solution d'immersion qui reste compris entre 9,9 et 11,7.

#### 4. Conclusion

L'objectif de cette étude était de valoriser les cendres volantes issues de centrales thermiques à travers leur utilisation dans des briques comprimées. La stabilisation par activation alcaline des cendres volantes semble être une voie très prometteuse. Son ajout permet en effet d'obtenir les performances mécaniques requises. Sa teneur doit cependant rester supérieure à 2% afin de garantir les performances mécaniques requises. Celles-ci sont atteintes dès 7 jours. Leur tenue à l'eau est légèrement meilleure qu'avec une stabilisation à base de ciment. Leur développement pourrait donc concurrencer l'utilisation des briques de cendres volantes stabilisées au ciment.

Cette étude est actuellement poursuivie sous plusieurs aspects: l'impact de la force de compaction lors de la fabrication et de la composition de la solution alcaline sur les propriétés mécaniques et la tenue à l'eau, ainsi que la durabilité de ces matériaux sous carbonatation. A l'issue de cette étude un démonstrateur échelle un sous la forme d'un mur de 2m par 2m sera réalisé.

#### 5. Bibliographie

- [DAV 91] DAVIDOVITS J., « Geopolymers – Inorganic polymeric new materials », *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, vol. 37, 1991, p. 1633-1656.
- [DUX 07] DUXSON P., FERNANDEZ-JIMENEZ A., PROVIS J.L., LUKEY G.C, PALOMO A., VAN DEVENTER.S.J.J, « Geopolymer technology: the current state of the art », *Journal of Material Science*, vol. 42, 2007, p. 2917–2933.
- [FER 05] FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ A., PALOMO A., CRIADO M., “Microstructure development of alkali-activated fly ash cement: a descriptive model”, *Cement and Concrete Research*, vol. 35, n° 6, 2005, p. 1204-1209.
- [FLY 15] FLY ASH RESOURCE CENTRE, « Guidelines for manufacturing quality fly ash bricks », State Pollution Control Board, 2015, Odisha, Bhubaneswar.
- [HAQ 13] HAQUE E., « Indian fly-ash: production and consumption scenario », *International Journal of Waste Resources*, vol. 3, n° 1, 2013, p. 22-25.
- [IS 02] IS 12894 : 2002, « Pulverized fuel ash-lime bricks – Specification », *CED 4: Building Limes and Gypsum Products*, 2002.
- [KUM 03] KUMAR, V., MATHUR, M., KHARIA, P. S., « Fly ash management: Vision for the New Millenium », *Technology Information Forecasting and Assessment Council, News and Views*, 25, 2003.
- [MUD 14] MUDULI S.D., Nayak B.D., MISHRA B. K., « Geopolymer fly ash building brick by atmospheric curing », *International Journal of Chemical Sciences*, vol. 12, n° 3, 2014, p. 1086-1094.
- [SOR 18] SORE O., MESSAN A., PRUD'HOMME E., ESCADEILLAS G., TSOBNANG F., « Stabilization of compressed earth blocks (CEBs) by geopolymer binder based on local materials from Burkina Faso », *Construction and Building Materials*, vol. 165, 2018, p. 333-345.

---

# Transposition industrielle de la production de panneaux rigides isolants en chènevotte de chanvre

Colson Valentin<sup>1,2</sup>, Dalmais Martin<sup>1</sup>, Le Cunff Tanguy<sup>1</sup>, Jadeau Olivier<sup>1</sup>, Lanos Christophe<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Cavac Biomatériaux, Le Fief Chapitre, 85400 Sainte Gemme La Plaine, [v.colson@cavac.fr](mailto:v.colson@cavac.fr)

<sup>2</sup> Univ Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique - EA 3913, Equipe Matériaux Thermo Rhéologie, IUT Rennes, 3 rue du Clos Courtel, BP 90422 35704 Rennes (France)

...

---

**RÉSUMÉ.** Cette étude porte sur la transposition industrielle de la production de panneaux rigides isolants réalisés à partir de chènevotte de chanvre. Les particules sont agglomérées à l'aide d'un liant thermodurcissable bio-sourcé. Les panneaux de dimensions 60x60x5 cm<sup>3</sup> sont fabriqués dans un premier temps à l'aide d'une presse à plateaux chauffants de laboratoire. L'objectif de cette étude est de valider le procédé de fabrication et de caractériser l'influence de la formulation du composite sur les propriétés mécaniques des panneaux. Les résultats montrent que le procédé de thermo-pressage est adéquat pour la fabrication des panneaux de chènevotte dans la plage de densité visée avec des temps de cycle suffisamment réalistes pour envisager une production industrielle. La proportion de réticulant dans le liant, la proportion de liant dans le panneau et la teneur volumique de chènevotte sont les paramètres essentiels à ajuster pour optimiser les propriétés mécaniques du panneau. Après sélection de la meilleure formulation, des essais menés sur une presse à plateaux chauffants industrielle ont aboutis à la production de 80 panneaux rigides isolants de dimensions 120x60x5 cm<sup>3</sup>.

**ABSTRACT.** This study focuses on the transposition at the industrial scale of the production of rigid insulation panel from hemp shiv. Aggregates are glued using a biobased thermosetting binder. Panel having dimensions of 60x60x5 cm<sup>3</sup> are preliminarily manufactured using a laboratory hot platen press. The objectives of this study are to validate the manufacturing process and characterise the effect of composite formulation on panel mechanical properties. Results shows that the thermo-pressing process is suitable for the manufacture of rigid insulation panel from hemp shiv in the targeted range of density and within realistic industrial manufacturing time. Crosslinker proportion in the binder, the binder content into the panel and hemp shiv volume fraction are crucial parameters to be adjusted to optimize panel mechanical properties. After selection of the best formulation, trials were conducted on an industrial hot press which allowed to produce 80 hemp shiv rigid insulation panels having dimensions of 120x60x5 cm<sup>3</sup>.

**MOTS-CLÉS :** production industrielle, panneau d'isolation thermique, matériau bio-sourcé, chanvre.

**KEY WORDS:** Industrial production, thermal insulating panel, bio-based material, hemp.

---

## 1. Introduction

Cette étude s'intègre dans le projet européen ISOBIO qui vise à développer de nouveaux matériaux isolants à partir de coproduits de l'agriculture à destination des marchés du bâtiment. Elle focalise sur la formulation et le développement de panneaux isolants rigides basse densité à partir de chènevotte de chanvre. Beaucoup d'études portant sur ce type de matériaux à base de granulats végétaux, ont montré qu'il est possible d'atteindre des performances thermiques et mécaniques élevés [Mati-Baouche 2015] [Palumbo 2015] [Umurigirwa 2014] [Viel 2017]. Viser une masse volumique du composite comprise entre 120 kg/m<sup>3</sup> et 220 kg/m<sup>3</sup> constitue donc une cible intéressante. Cependant, peu d'études présentent comment transposer le procédé de fabrication à l'échelle du laboratoire à une production industrielle. Cette étude traite de cette problématique.

## 2. Procédé de pressage à chaud des panneaux

Des essais de fabrication préalablement menés sur outillage industriel ont orienté le choix du procédé vers une méthode en voie sèche impliquant l'utilisation d'un liant thermodurcissable. En effet, la méthode par voie humide qui nécessite un traitement thermique extensif pour sécher le panneau, a été écartée en raison d'une énergie prohibitive requise pour le séchage.

Les particules de chènevotte sont liées à l'aide d'un liant bio-sourcé thermodurcissable préalablement formulé dans le cadre du projet ISOBIO. Le liant est composé d'une matrice (macromolécules bio-sourcées) et d'un réticulant ayant pour fonction de créer des liaisons covalentes entre les macromolécules.



**Figure 1.** Illustration des étapes de fabrication du panneau rigide de chènevotte à l'aide d'un thermo-presse de laboratoire.

Le liant est couplé aux particules à l'aide d'un mélangeur de laboratoire IMAL PAL équipé de buses de pulvérisation (figure 1). Les particules encollées sont disposées dans un moule à fond métallique et cadre en bois de dimensions internes 60x60x5cm<sup>3</sup>. Elles sont réparties manuellement de manière à former un mat homogène. Après pré-pressage manuel, le mat est inséré dans une presse hydraulique équipée de plateaux chauffants. Le mat est comprimé jusqu'à ce que les deux plateaux soient en contact avec le cadre en bois. Les panneaux sont pressés à 180°C pendant 15min. 20 panneaux ayant différentes formulations ont ainsi été fabriqués en faisant varier la proportion de réticulant dans le liant, la proportion du liant et la fraction volumique de chanvre dans le panneau. Après pressage, les panneaux subissent un séchage naturel. Ils sont conservés à 20°C, 50% HR.

## 3. Caractérisation des propriétés mécaniques

Chaque panneau est découpé afin de produire 5 échantillons de dimensions 50x50x50 mm<sup>3</sup> pour essais de résistance en compression et 3 échantillons de dimensions 260x120x50 mm<sup>3</sup> pour les essais de résistance en flexion, selon les normes EN 826 [AFNOR 2013a] et EN 12089 [AFNOR 2013b]. Les masses volumiques apparentes des échantillons sont mesurées avant de réaliser les essais. La fraction volumique en chènevotte dans le panneau est caractérisée par sa teneur massique par unité de volume calculée à partir de la composition du panneau selon la formule suivante :

$$HS = \rho_{Comp} \times W\%_{chèn} \quad [1]$$

Avec

$HS$ : la teneur massique par unité de volume en chènevotte (kg/m<sup>3</sup>)

$\rho_{Comp}$ : Masse volumique apparente du composite (kg/m<sup>3</sup>)

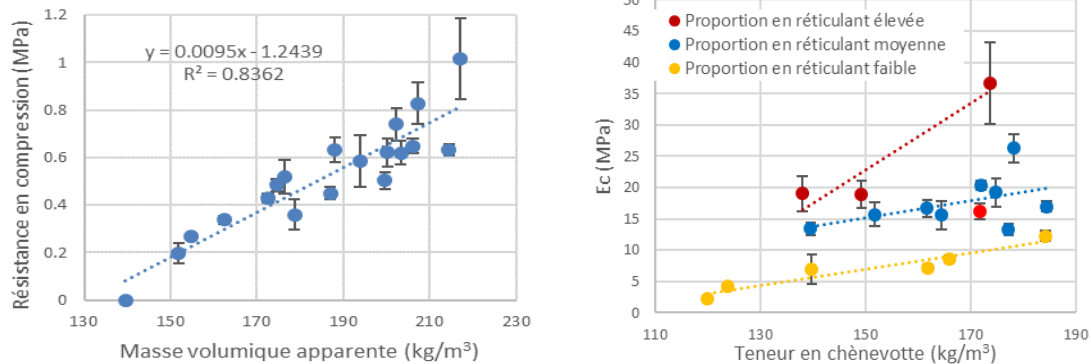
$W\%_{chèn}$ : Proportion massique de chènevotte dans le composite (w/w%)

La figure 2 illustre les propriétés mécaniques des composites évaluées en compression. La formulation des composites ne semble pas avoir d'influence directe sur la résistance en compression car elle évolue presque linéairement entre 0 et 1.01 MPa pour les échantillons ayant une masse volumique de 139 kg/m<sup>3</sup> et 217 kg/m<sup>3</sup> respectivement. En revanche, on peut constater que la proportion de réticulant dans le composite (tableau 1) a

une influence significative sur le module d'élasticité en compression. Un effet synergique entre la proportion de réticulant et la teneur en chanévotte peut être constaté sur le module d'élasticité en compression.

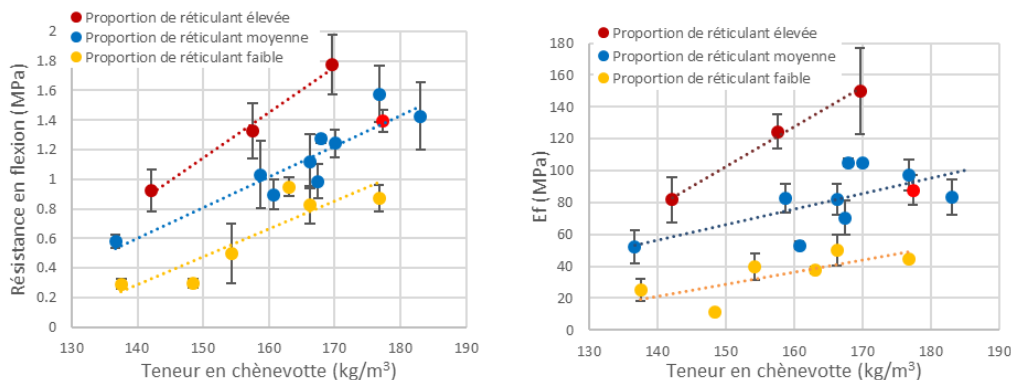
**Tableau 1.** Classification des proportions de réticulant dans le composite.

Classification	Critères
Faible	% réticulant dans le composite $\leq$ 2%
Moyenne	2% < % réticulant dans le composite $\leq$ 4%
Elevée	4% < % réticulant dans le composite



**Figure 2.** Propriétés mécaniques des panneaux de chanévotte en compression (résistance et module d'élasticité).

La figure 3 illustre les propriétés mécaniques des composites en flexion. De même que pour le module d'élasticité en compression, la résistance en flexion et le module d'élasticité en flexion dépendent de la proportion de réticulant dans le composite et de la teneur en chanévotte. Ces derniers ont un effet synergique important sur le module d'élasticité en flexion et moins marqué sur la résistance en flexion. Pour une teneur en chanévotte de 140 kg/m<sup>3</sup>, les résistances en flexion pour les proportions faibles, moyennes et élevées en réticulant sont respectivement de 0.29, 0.58 et 0.82 MPa et les modules d'élasticité en flexion sont respectivement 45, 85 et 150 MPa. Pour une teneur en chanévotte de 170 kg/m<sup>3</sup>, les résistances en flexion augmentent jusqu'à 0.83, 1.14 et 1.77 MPa (proportion faible, moyenne et élevée) et le module d'élasticité, jusqu'à 45, 85 et 150 MPa.



**Figure 3.** Propriétés mécaniques des panneaux de chanévotte en flexion (résistance et module d'élasticité).

Les panneaux ayant une teneur en chanévotte de 170 kg/m<sup>3</sup> et une proportion « moyenne » de réticulant ont des propriétés mécaniques suffisantes pour l'application visée. Cette formulation a donc été retenue pour la transposition de la fabrication sur outillage industriel.

Des essais complémentaires sur la proportion de liant dans le mélange montrent qu'un excès de liant peut conduire à une pénalisation des propriétés mécaniques. Un compromis sur ce paramètre a été trouvé.

#### 4. Production des panneaux prototypes - échelle industrielle



80 panneaux prototypes de dimensions  $120 \times 60 \times 5 \text{ cm}^3$  ont été produits sur une presse à plateaux chauffants industrielle en utilisant le même procédé discontinu. La chènevotte est séchée à l'aide d'un séchoir industriel. La teneur en eau après séchage a été contrôlée inférieure à 1%. Le liant est ajouté à la chènevotte à l'aide d'un mélangeur à socs équipé d'une buse de pulvérisation. Le mat est formé manuellement dans un moule métallique de dimensions internes  $130 \times 70 \times 10 \text{ cm}^3$ . Après insertion dans la presse, une partie femelle du moule fixée sur le plateau supérieur vient en butée réduire l'épaisseur du mat à l'épaisseur visée de 50 mm (figure 4). Les panneaux ont été pressés à  $190^\circ\text{C}$  pendant 15min. Après démoulage, refroidissement et stabilisation, les panneaux ont été usinés de sorte à produire des profils rainurés et languettes facilitant leur assemblage sur le site. Dans le cadre du projet européen ISOBIO, les panneaux sont en cours d'installation dans deux démonstrateurs afin d'évaluer leurs performances en conditions réelles d'exploitation notamment dans le cas d'une isolation thermique par l'extérieur.



**Figure 4:** Illustration des étapes de fabrication des panneaux rigides sur la thermopresse industrielle.

## 5. Conclusion

Dans cette étude, la démarche adoptée pour transposer la fabrication des panneaux de chènevotte depuis l'échelle du laboratoire jusqu'à l'échelle industrielle a été présentée. Les essais sur la thermopresse ont permis de valider le procédé et d'évaluer l'influence de la formulation sur les propriétés mécaniques des panneaux. Le procédé de fabrication en voie sèche par thermo-pressage est adéquat pour la réalisation de panneaux rigides isolants en chènevotte dans la gamme de densité visée (proche de  $200 \text{ kg/m}^3$ ) garantissant l'obtention d'une conductivité thermique suffisamment basse. Les essais sur la thermopresse industrielle ont montré que la production à l'échelle industrielle des panneaux isolants rigides formulés dans cette étude peut être réalisée à l'aide d'une chaîne de production de thermopressage similaire à celles utilisées pour la fabrication des panneaux de particules de bois. La possibilité de transposer ce procédé discontinu sur un outillage continu reste néanmoins à démontrer.

## 6. Remerciements

Ce travail a été effectué et financé dans le cadre du projet européen ISOBIO – (<http://isobioproject.com>) relevant du programme de recherche et d'innovation Horizon 2020 (agreement No. 636835).

## 7. Bibliographie

[AFNOR 2013a] AFNOR, Thermal insulating products for building applications – Determination of compression behavior, EN 826, 2013

[AFNOR 2013b], AFNOR, Thermal insulating products for building applications – Determination of bending behavior, EN 12089, 2013.

[Mati-Baouche 2015] Mati-Baouche, N. ; Conception d'isolants thermiques à base de broyats de tiges de tournesol et de liants polysaccharidiques. Ph.D. thesis. Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II, 2015.

[Palumbo 2015] Palumbo, M.; Contribution to the development of new bio-based thermal insulation materials made from vegetal pith and natural binders: hygrothermal performance, fire reaction and mould growth resistance. Diss. Universitat Politècnica de Catalunya, 2015.

[Umurigirwa 2014] Umurigirwa, B. S.; Élaboration et caractérisation d'un agromatériau chanvre-amidon pour le Bâtiment. Ph.D. thesis. Université de REIMS CHAMPAGNE-ARDENNE, 2014.



[Viel 2017] Viel, M.;Collet, C.;Lanos, C. ; Thermal insulation materials from renewable resources : thermal and hygric performances, ICBBM, 2017, Place: Clermont-Ferrand, France.

---

# Évaluation de la durabilité de matériaux de construction biosourcés

Marie Viel<sup>1</sup>, Florence Collet<sup>1</sup>, Yann Lecieux<sup>2</sup>, Marc François<sup>2</sup>, Valentin Colson<sup>1,3</sup>, Christophe Lanos<sup>1</sup>, Atif Hussain<sup>4</sup> et Mike Lawrence<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Université de Rennes, Laboratoire Génie Civil et Génie Mécanique, BP 90422, Rennes, France  
marie.viel@univ-rennes1.fr

<sup>2</sup> Université de Nantes, Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, BP 92208, Nantes, France

<sup>3</sup> CAVAC Biomatériaux, Le Fief Chapitre, Sainte Gemme la Plaine, France

<sup>4</sup> BRE Centre for Innovative Construction Materials, Department of Architecture and Civil Engineering, University of Bath, BA2 7AY, United Kingdom

---

**RÉSUMÉ.** La fabrication de matériaux isolants pour le bâtiment obtenus à partir de la valorisation des agro-ressources est une voie prometteuse tant au niveau écologique qu'au regard des performances hygrothermiques de ces composites. Toutefois, le manque d'information relatif à leur résistance au développement fongique limite leur emploi. Le développement des moisissures est en effet de nature à occasionner des problèmes de santé et à générer des endommagements. Il existe donc un besoin de classer les matériaux en fonction de leur résistance à la prolifération des moisissures et à la désintégration afin de les utiliser de manière appropriée. L'objectif de cette communication est de proposer un protocole permettant de qualifier les composites biosourcés au regard de leur performance. Un essai de vieillissement accéléré a été réalisé sur 5 composites constitués de deux agro-ressources différentes (chanvre et colza) avec des liants différents. Il consiste à exposer les échantillons à une température de 30°C et une humidité relative de 90 %HR pendant trois mois. Au cours de l'essai, les échantillons sont régulièrement photographiés et pesés. L'évolution de deux indicateurs est ainsi mesurée au cours du temps : la perte de masse de l'échantillon et le pourcentage de sa surface externe contaminée par les moisissures. A la fin de l'essai, une observation microscopique permet d'identifier les espèces des moisissures qui ont contaminés le composite.

**ABSTRACT.** The production of insulating materials for buildings obtained from the valorization of agro-resources is a promising way both in terms of ecology and hygrothermal performances of these composites. However, the lack of information on their resistance to mold development limits their use. The mold development is indeed likely to cause health problems and to induce damage. There is therefore a need to classify the materials according to their resistance to mold growth and disintegration in order to use them appropriately. The purpose of this paper is to propose a test method that qualifies biobased composites with respect to their performance. An accelerated aging test was carried out on 5 composites made with two different agro-resources (hemp and rape) with different binders. It consists in exposing the specimens to a temperature of 30°C and a relative humidity of 90 %RH for three months. During the test, the specimens are regularly photographed and weighed. The evolution of two indicators is thus measured over time: the sample mass and the percentage of its external surface contaminated by fungi. At the end of the test, a microscopic view makes it possible to identify the species of the molds which have contaminated the composite.

**MOTS-CLÉS :** Matériaux de construction, Résistance à la dégradation, Croissance des moisissures, Chènevottes, Paille de colza, Corrélation d'images numériques.

**KEYWORDS:** Construction materials, Decay resistance, Mold growth, Hemp shiv, Rape straw, DIC (Digital Image Correlation).

---

## 1. Introduction

Le développement de matériaux de construction isolants obtenus à partir de la valorisation de sous-produits de l'agriculture locale (panneaux de chènevotte de chanvre, anas de lin, paille,...) est actuellement en plein essor. Leurs principaux atouts sont leurs performances hygrothermiques comparables ou supérieures à celles des matériaux de construction usuels. Cependant, un facteur limitant la mise sur le marché des composites biosourcés est leur résistance supposée médiocre à la colonisation fongique en raison de leur composition (cellulose, hémicellulose, lignine, protéines..) potentiellement favorable à la croissance des moisissures.

Les moisissures rassemblent une grande variété de micro-organismes, formés principalement par des champignons microscopiques et des levures. Ces microorganismes se développent très rapidement, propageant leurs spores et mycélium. Ils peuvent déjà se trouver à l'intérieur des matériaux de construction (murs, cloisons, plafonds ...) ou bien pénétrer dans les habitations via le système de ventilation. L'apparition des moisissures est liée à la présence d'eau libre dans les matériaux. Leur croissance peut être induite par plusieurs facteurs, comme par exemple : les inondations ou fuites d'eau (toiture ou tuyauterie), la mauvaise aération de pièces humides (cuisine, salle de bain ...), ou les défauts d'étanchéité des bâtiments [NEV 05, NIE 04]. Bien que les moisissures soient naturellement présents dans l'atmosphère sans incidence pour l'homme, des concentrations élevées peuvent avoir des effets néfastes sur la santé. Les fragments mycéliens peuvent être présents dans l'air ambiant et être inhalés. Leurs parois contiennent des glucanes (sucre complexe) aux propriétés inflammatoires. Les spores peuvent également provoquer des réactions allergiques telles que la rhinite allergique ou l'aggravation des symptômes de l'asthme. En outre, les moisissures libèrent des toxines dont la toxicité peut persister après la croissance des organismes. La prévention des moisissures dans les logements neufs et existants n'est donc pas seulement un problème esthétique, mais aussi une question de santé publique et d'hygiène [MUR 03, NEV 05]. Il existe donc un besoin concomitant de classer les matériaux en fonction de leur résistance au développement fongique afin de les utiliser de manière appropriée. L'objectif de cette communication est ainsi de proposer un protocole de test permettant de qualifier les composites biosourcés au regard de ce critère de performance de résistance au développement.

## 2. Matériel et méthodes

### 2.1. Matériel

Deux types de granulats : les chènevottes et la paille de colza, sont utilisés dans cette étude. Les chènevottes proviennent d'un produit commercial (Biofibat - CAVAC, France) couramment utilisé pour produire du béton de chanvre. La paille de colza (fournie par le CAVAC, France) correspond à la partie résiduelle suite au battage du colza qui est couramment utilisée comme paillage, alimentation ou litière animale.

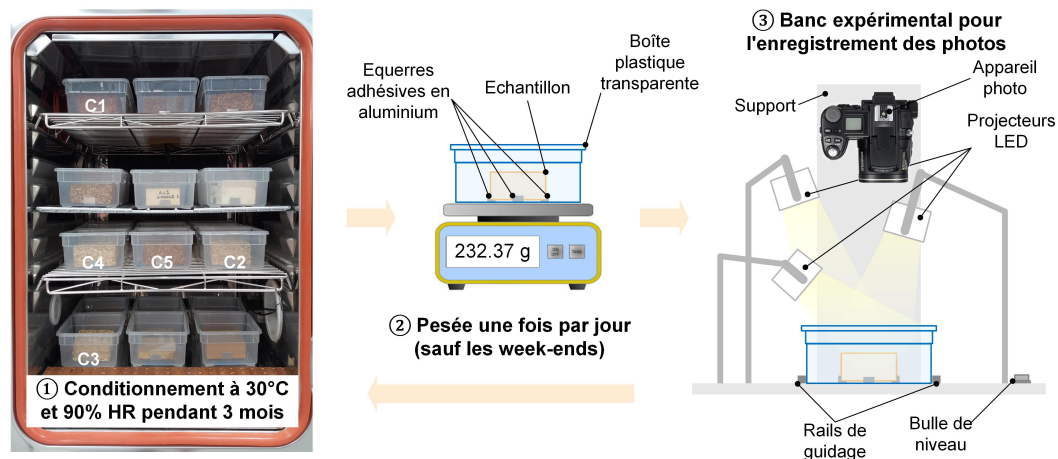
A partir de la paille de colza ou des chènevottes, il est possible d'obtenir une grande variété de composites. Par exemple avec des matières brutes ou pré-traitées, mélangées avec un liant ou sans liant, avec des additifs ou non. Cinq formulations pertinentes au regard du critère de performance d'isolation thermique ont été sélectionnées pour produire des échantillons (notés C1 à C5).

### 2.2. Méthode

Les échantillons sont testés sans stérilisation préalable ou inoculation de moisissure pour reproduire fidèlement une situation d'exposition réelle. Pour chaque formulation, trois échantillons sont testés. Chaque échantillon est placé dans une boîte en plastique afin d'empêcher la contamination entre les échantillons. Après stabilisation à 23°C, 50 %HR, les tests de vieillissement biologique sont réalisés dans une enceinte climatique (Vötsch VC0034). La simulation de vieillissement accéléré consiste à maintenir les échantillons à une température de 30°C et une humidité relative de 90 %HR pendant trois mois. La procédure de test est schématisée par la Figure 1. Après la période d'essai de trois mois, l'identification des moisissures qui se développent sur la surface des composites infectés est réalisée à l'aide d'un microscope optique. Pour l'analyse, deux indicateurs sont choisis :

- La variation de masse à partir du point d'équilibre en fonction de la surface d'échange (y compris les surfaces horizontales supérieure et latérale de l'échantillon) ;
- Le pourcentage de la surface contaminée par les moisissures par rapport à la surface totale. L'analyse de la croissance des moisissures est effectuée grâce à un algorithme de corrélation d'image virtuelle utilisé pour traiter des photographies d'un même composite enregistrées à différentes échéances. La première image d'une série est supposée ne pas contenir de moisissures tandis que la présence des moisissures est quantifiée sur les images

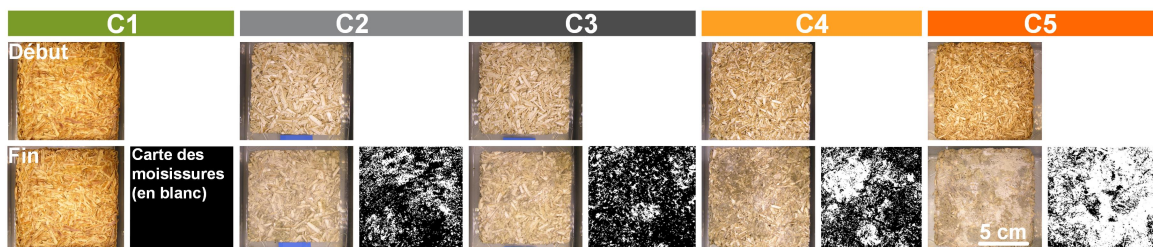
suivantes. Un algorithme de corrélation d'image est utilisé pour évaluer le champ de déplacement relatif à une déformation homogène et à un mouvement de corps rigide entre l'image de référence et une image photographiée à une échéance ultérieure. La particularité de cette étude est que ce n'est pas le champ de déplacement (l'information naturellement calculée grâce à la DIC) qui est l'information pertinente mais la carte des erreurs de corrélation. En effet, si un objet apparaît entre les deux photographies (par exemple une zone de moisissures), elle sera visible sur cette carte d'erreur. A partir de cette dernière, une opération de binarisation de type seuillage permet d'isoler l'artefact, recherché : la zone contaminée. Pour finir, il suffit de compter le nombre de pixels blancs et de pixels noirs dans l'image pour obtenir le pourcentage de surface contaminée par les moisissures.



**Figure 1.** Dispositif expérimental du test de vieillissement accéléré : conditionnement, suivi massique et enregistrement photos

### 3. Résultats

La figure 2 montre les images des échantillons C1 à C5 au début et à la fin de la période d'essai. L'inspection visuelle indique que lors de ce test, la formulation C1 ne présente aucun développement fongique. Les autres formulations montrent des surfaces plus ou moins contaminées. Les composites C3 ont la surface la moins infectée alors que le composite C5 a la surface la plus infectée. Les multiples couleurs de moisissure (gris, blanc et jaune) suggèrent qu'au moins deux types de moisissures ont contaminé la surface des composites.

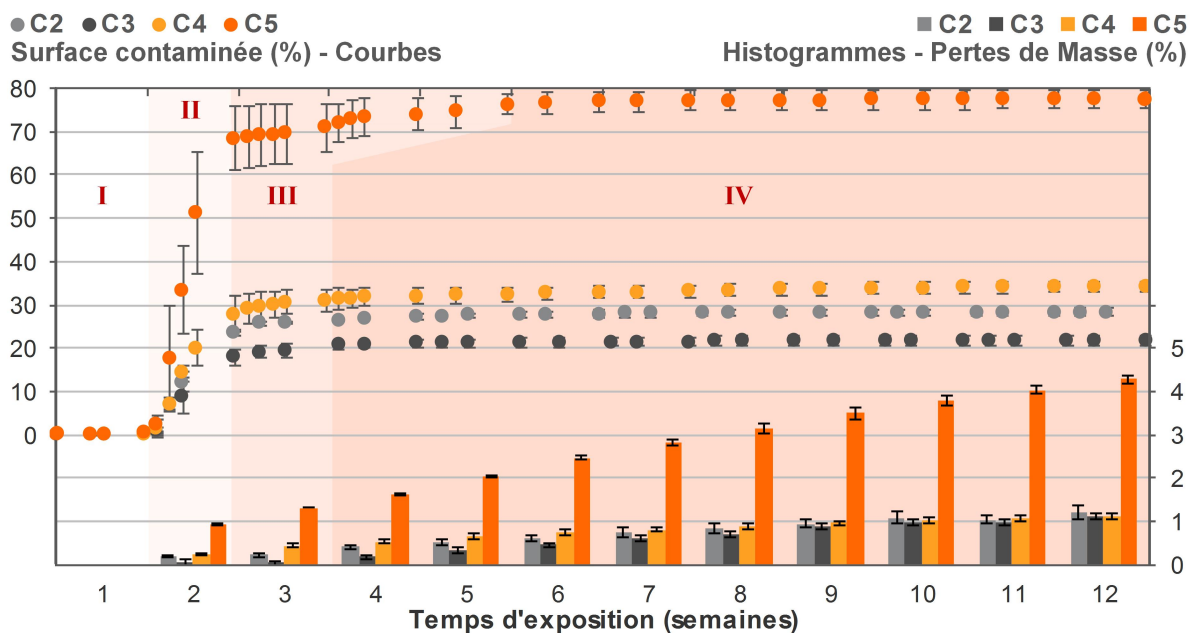


**Figure 2.** Les différents composites lors du premier et du dernier jour du test de vieillissement accéléré

Lors de la première semaine d'exposition, tous les échantillons montrent une augmentation de la masse due à l'adsorption de la vapeur d'eau conduisant à une teneur en eau d'environ 20 %. Ensuite, seule la formulation C1 poursuit sa prise en masse et atteint 54 % de teneur en eau. A partir d'une semaine, les autres formulations vont perdre en masse de manière linéaire. La formulation C5 est celle qui a la perte de la masse la plus importante alors que les 3 autres formulations ont une perte de masse plus faible et similaire. Cette perte de masse est présentée sur les histogrammes de la figure 3.

L'analyse d'image de la croissance fongique sur la surface des composites au cours de la période d'essai à 30°C et 90 %HR est représentée sur la figure 3 (marqueurs ronds). Pour tous les échantillons, il y a une augmentation substantielle de la croissance au cours de la deuxième semaine qui correspond à la phase de croissance exponentielle (II). Entre la deuxième et la quatrième semaines, la vitesse de croissance régresse. Cela correspond à la phase de ralentissement (III). En effet, cela est dû à un épuisement du milieu de culture (composites) et une accumulation des déchets. A partir de la quatrième semaine et jusqu'à la fin du test, le pourcentage de surface contaminée a atteint un palier. Cela signifie que la croissance devient nulle et donc que les moisissures qui se multiplient remplacent celles qui meurent. Cela correspond à la phase maximale stationnaire (IV) [LEV 01].

Trois types de moisissures ont été identifiées sur chacune des surfaces des 4 composites contaminés (C2, C3, C4 et C5) à la suite d'une visualisation microscopique. Il s'agit du *Penicillium Brevicompactum*, de l'*Eurotium Rubrum* et de l'*Aspergillus Ruber* [BOT 85]. Ces trois espèces de moisissures sont potentiellement allergènes.



**Figure 3.** Perte de masse et variation de la surface contaminée des différents composites, du point d'équilibre : 23°C, 50 %HR à 30°C, 90 %HR) corrélées aux différentes phases de croissance fongique qui sont : (I) Phase de latence, (II) Phase exponentielle, (III) Phase de ralentissement et (IV) Phase de stabilisation

#### 4. Conclusion


Un protocole d'évaluation du critère de résistance à la contamination par les moisissures des composites biosourcés est proposé. Il est reproductible de manière simple puisqu'il ne requiert aucun équipement sophistiqué (une enceinte climatique, un appareil photographique et un microscope). Il diffère des méthodes d'évaluation actuelles de la croissance fongique sur les matériaux intrusives et basées sur des évaluations visuelles subjectives. L'analyse d'image totalement non intrusive a permis une évaluation rapide et quantitative de la croissance des moisissures, essentiellement pendant les 20 premiers jours tandis que la pesée a fourni des informations sur les dégradations subies par les composites à plus long terme. La formulation C1 est la plus résistante au développement fongique. Cela étant dû à un pH de surface égal à 10. Les autres formulations ont un pH inférieur ou égal à 6 et présentent donc un développement fongique plus ou moins important au cours des 3 mois d'essais à 30°C et 90 %HR.

#### Remerciements

Ce projet a reçu un financement du programme de recherche et d'innovation Horizon 2020 de l'Union européenne en vertu de la convention de subvention n°636835. Merci à Tony Hautecoeur pour sa participation à la réalisation de ces travaux.

#### Bibliographie

- [BOT 85] BOTTON B., BRETON A., FEVRE M., GUY P., LARPENT J., VEAU P., *Moisissures utiles et nuisibles : importance industrielle*, Collection Biotechnologies, Masson, Paris, 1985.
- [LEV 01] LEVEAU J.-Y., LARPENT J.-P., BOUIX M., "Sécurité microbiologique des procédés alimentaires", *Techniques de l'ingénieur. Bioprocédés*, n° F1120, 2001.
- [MUR 03] MURTONIEMI T., HIRVONEN M.-R., NEVALAINEN A., SUUTARI M., "The relation between growth of four microbes on six different plasterboards and biological activity of spores", *Indoor Air*, vol. 13, n° 1, p. 65-73, mars 2003.
- [NEV 05] NEVALAINEN A., SEURI M., "Of microbes and men", *Indoor Air*, vol. 15, p. 58-64, juin 2005.
- [NIE 04] NIELSEN K., HOLM G., UTRUP L., NIELSEN P., "Mould growth on building materials under low water activities. Influence of humidity and temperature on fungal growth and secondary metabolism", *International Biodeterioration & Biodegradation*, vol. 54, n° 4, p. 325-336, décembre 2004.



Durabilité, Endommagement,  
corrosion, fatigue,  
vieillessement,  
attaques chimique



---

# Analyse de l'absorption d'eau de composites WPC : optimisation de la méthodologie

Florent Faure<sup>1</sup>, Arnaud Perrot<sup>1</sup>, Sylvie Pimbert<sup>1</sup>, Thibaut Lecompte<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Univ. Bretagne Sud, FRE CNRS 3744, IRDL, F-56100 Lorient, France - florent.faure@univ-ubs.fr, arnaud.perrot@univ-ubs.fr, sylvie.pimbert@univ-ubs.fr, thibaut.lecompte@univ-ubs.fr

---

*RÉSUMÉ. L'objectif de cette étude est d'accélérer le processus de validation des matériaux WPC dédiés à une utilisation extérieure telle que les lames de terrasse. Les WPC sont principalement composés de polyéthylène haute densité, de farine de bois. Le bois est un matériau hygroscopique contrairement au PEHD. L'eau entraîne un gonflement du renfort pouvant entraîner une fissuration de la lame. Afin de valider un produit, les industriels utilisent des normes qui préconisent un vieillissement donnant des résultats non-significatifs sur un temps court (matériau non-saturé, absorption d'eau hétérogène...). Pour y remédier, différentes tailles d'échantillons usinées dans des lames ont été vieilles dans de l'eau. Une immersion à 60°C accélère la cinétique d'absorption par rapport à 23°C sans dégrader le composite. Toutes les tailles donnent une valeur d'absorption à saturation identique. Une diminution du volume d'étude diminue le temps pour atteindre la saturation. Il est donc possible de déterminer et de comparer la durabilité des composites vis-à-vis de la prise en eau sur des temps courts tout en obtenant des résultats représentatifs du comportement intrinsèque du matériau.*

*ABSTRACT. The aim of this study is to accelerate the validation process of outdoor WPC materials such as deck. Wood plastic composites are made up of high density polyethylene matrix, wood flour and other additives. Wood is an hygroscopic material unlike HDPE. Water leads to swelling of wood flour then in cracking of composites. To validate products, industrials use aging standards which don't significant results for a short time (unsaturated material, heterogeneous water absorption...). Different sample size collected in decks were aged in water. A 60°C immersion only accelerate the water absorption kinetics compared to 23°C immersion. The increase of temperature doesn't degrade the composite. All sample sizes have the same value of saturation. A decrease of sample volume has the same effect on saturation time. In conclusion, it is possible to compare water durability of composites on short time while achieving representative results of the intrinsic behaviour of material.*

*MOTS-CLÉS : Bois composite, farine de bois, polyéthylène, absorption d'eau, cinétique, méthodologie.*

*KEYWORDS: Wood plastic composite, wood flour, polyethylene, water absorption, kinetics, methodology.*

---

## 1. Introduction

Les composites bois polymères WPC se développent de plus en plus dans l'industrie de la construction [KLY 07]. On les trouve notamment sous forme de lame de terrasse ou de bardage. Ces produits nécessitent une bonne durabilité vis-à-vis des intempéries tels que la pluie, les UV, le gel/dégel. Le bois est un matériau hydrophile contrairement aux polyoléfines semi-cristallines classiques. Ainsi, l'absorption d'eau des composites est un facteur important à maîtriser afin d'assurer l'intégrité du composite WPC dans le temps [ALI 16]. À l'échelle des particules de bois, celles-ci gonflent et provoquent l'apparition de contraintes internes qui créent des décohésions farine/matrice ainsi que des ruptures matricielles [TAM 11]. À l'échelle des lames de terrasse, l'absorption d'eau se traduit par une dégradation irréversible par fissuration. Les normes NF EN ISO 15534 et ISO 62 décrivent la méthode de détermination de l'absorption d'eau des bois composites. Celles-ci proposent une immersion des lames d'une longueur L dans de l'eau à 20°C ainsi que dans de l'eau bouillante. Le principal inconvénient de cette méthodologie est que l'absorption d'eau se fait très lentement [ADH 08]. Sur un temps court d'immersion, la comparaison de deux composites n'est pas significative. On ne peut découpler la vitesse d'absorption et la capacité d'absorption des WPC avec les protocoles normés. De plus, il n'est pas pertinent de tester la durabilité des composites dans de l'eau bouillante. Cette température n'est pas représentative des conditions d'utilisation normale des lames de terrasse. L'objectif est de se placer du point de vue d'un industriel pour développer une méthode d'accélération du processus de validation ainsi que caractériser à la fois la cinétique et la capacité d'absorption.

Dans un premier temps, la température de vieillissement a été modulée afin d'accélérer la cinétique de prise en eau tout en s'assurant que le composite n'est pas dégradé. Par la suite, différents volumes de composites ont été soumis à l'immersion. La taille optimale d'échantillon a été déterminée afin d'obtenir des valeurs d'absorption significatives sur des temps courts.

## 2. Matériaux et méthodes

Les composites de cette étude ont été fabriqués, dans des conditions industrielles, par extrusion sous forme de lame de terrasse de section rectangulaire 138\*22 mm<sup>2</sup>. Les matériaux sont composés de 34 % de polyéthylène haute densité PEHD, 56 % de farine de bois et 10 % de charges (talc, pigment, etc.). Après extrusion, les composites subissent un refroidissement par jet d'eau puis un brossage d'une des faces principales. Deux composites sont testés : un composite A et un composite B.

Au préalable, les échantillons sont séchés dans un four à 60°C jusqu'à l'obtention d'une perte de masse constante. L'absorption est réalisée dans des bacs remplis d'eau. La hauteur d'eau dans le bac est contrôlée régulièrement et ajustée si besoin. À 23°C, le récipient est stocké dans une salle contrôlée en température et à 60°C, dans un four. La température de 60°C a été sélectionnée puisqu'elle peut être observée l'été sur les terrasses. Les mesures de masses ont été effectuées à des intervalles de temps réguliers avec une balance de précision sur trois répliques.

Des cubes de composite ont été prélevés par usinage au cœur des lames selon les tailles suivantes : taille 1 = 5\*5\*5 mm<sup>3</sup>, taille 2 = 10\*10\*10 mm<sup>3</sup>, taille 3 = 15\*15\*15 mm<sup>3</sup>, taille 4 = 18\*18\*18 mm<sup>3</sup>. Les répliques ont été pris dans la largeur des lames.

## 3. Résultats et discussion

Dans un premier temps, les lames complètes de longueur 100 mm ont été étudiées après immersion dans de l'eau à 23°C pendant 24h (Tableau 1). La différence de prise en eau entre les deux composites n'est pas significative et marquante.

	Lame composite A	Lame composite B
M(t) (%)	0,42 ± 0,016	0,60 ± 0,006

**Tableau 1.** Absorption d'eau des lames composites A et B après 24h d'immersion à 23°C

La prise en eau de cubes du composite A (taille 2), immergés à 23°C et 60°C, est décrite sur la Figure 1. Les cubes composites absorbent la même quantité d'eau à saturation. L'écart-type est faible ce qui signifie que la répétabilité des mesures est bonne. Ainsi les lames fabriquées sont homogènes dans leur largeur. De plus, le composite atteint le même plateau à saturation quelle que soit la température. Ceci est encourageant puisqu'en

augmentant la température, le matériau ne se dégrade pas. Toutefois, la cinétique d'absorption est accélérée par l'augmentation de la température. La diminution du volume étudié permet aussi d'obtenir des résultats significatifs dans un laps de temps plus court.

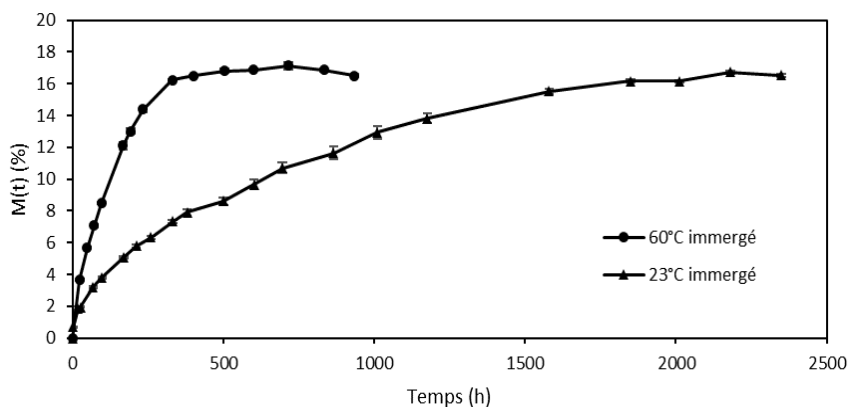


Figure 1. Absorption d'eau du composite A immergé à 23°C et 60°C. Cubes de taille 2

Nous avons étudié l'effet de la taille des cubes pour les composites A et B (Figure 2). Toutes les tailles des composites A et B atteignent la même valeur à saturation. À ce stade, les cubes ont clairement été saturés en eau. Avec des cubes de la taille 1, il faut attendre environ 24h pour avoir une estimation de la quantité maximale d'eau que le composite peut absorber. Pour les composites A et B, on obtient respectivement 17 % et 23 % de prise en eau. L'ordre de grandeur de l'absorption est le même que celui observé avec les données du Tableau 1 ce qui valide la méthode. Dans le cas de deux composites très proches, cette méthode de validation permet une différenciation des matériaux. Le volume du cube n'influence pas la valeur à saturation. La cinétique d'absorption est d'autant plus longue que la taille de l'échantillon augmente. Les lames composites A et B devraient donc atteindre la même valeur de saturation en eau que les cubes mais dans un laps de temps extrêmement long.

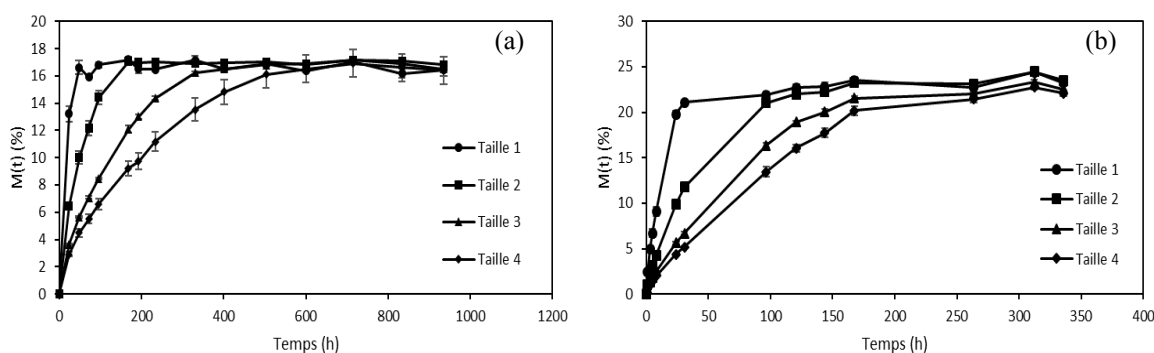
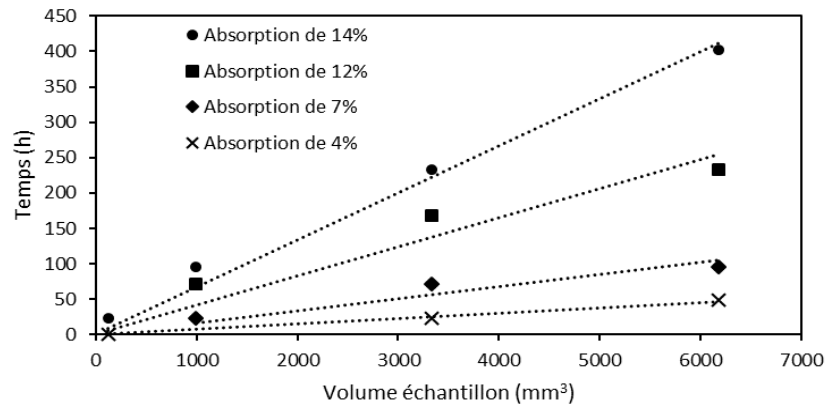


Figure 2. Absorption d'eau (a) du composite A et (b) du composite B pour différentes tailles. Immersion à 60°C

#### 4. Vers une prédiction de la cinétique d'absorption

La Figure 3 représente le temps pour atteindre les valeurs d'absorption d'eau de 4, 7, 12 et 14 % en fonction du volume de l'échantillon cubique étudié. Il semble exister une relation linéaire entre ces deux éléments. Cette relation pourrait permettre de prédire le temps d'absorption des composites cubiques plus volumineux.



**Figure 3.** Corrélation entre le volume étudié et le temps pour atteindre un pourcentage d'absorption d'eau. Immersion du composite A à 60°C

Le calcul du coefficient de diffusion  $D$  [TAM 11] est possible pour des échantillons possédant une surface très grande et une épaisseur fine ce qui n'est pas notre cas. Cependant, nous avons essayé de déterminer ce coefficient sur les temps courts ( $M(t)/M_{\infty} \approx 0,3$ ) d'absorption des composites cubiques. Ainsi il a été possible de déterminer un coefficient de diffusion qui reste le même indépendamment de la taille des échantillons (composite A :  $D = 3,12 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ , composite B :  $D = 3,18 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ ). En comparaison avec des coefficients de diffusion de matériaux similaires [RAN 00], [TAM 11], il y a environ un facteur 10 avec la littérature. Ce facteur peut être dû au fait que les échantillons absorbent selon trois directions. En effet, le calcul du coefficient de diffusion prend en compte l'épaisseur de la direction principale de diffusion. Des essais d'absorption uni-axiale et sur des échantillons plats sont en cours pour confirmer cette hypothèse.

## 5. Conclusion

L'étude de la durabilité des composites WPC peut être réalisée à travers des normes qui caractérisent l'absorption d'eau. L'inconvénient majeur est qu'il faut attendre un temps relativement long pour avoir une idée précise de l'absorption d'eau à saturation des matériaux ainsi que la cinétique. Afin d'accélérer ce processus, différentes tailles de composites ont été soumises à différentes températures d'immersion. L'absorption d'eau à 60°C accroît la cinétique d'absorption sans dégrader le matériau. Toutes les tailles des composites A et B sont parvenues à la même valeur à saturation respective. Ceci montre bien qu'il est possible d'atteindre rapidement ce palier d'absorption d'eau en réduisant la taille des échantillons. Enfin la forme cubique des éprouvettes composites n'empêche pas une estimation cohérente du coefficient de diffusion.

## 6. Bibliographie

- [ADH 08] ADHIKARY K.B., PANG S., STAIGER M.P., « Dimensional stability and mechanical behaviour of wood-plastic composites based on recycled and virgin high-density polyethylene (HDPE) », *Composites: Part B*, vol. 39, 2008, p. 807-815.
- [ALI 16] ALI LAHMAR M., Caractérisation d'un composite bois-polymère pour utilisation en plaques de bardage par l'extérieur, Thèse de doctorat, Université de Lyon, 2016.
- [KLY 07] KLYOSOV A., *Wood-plastic composites*, New Jersey, John Wiley & Sons, 2007.
- [RAN 00] Rangaraj S.V., SMITH L.V., « Effects of moisture on the durability of a wood/thermoplastic composite », *Thermoplastic Composite Materials*, vol. 13, 2000, p. 140-161.
- [TAM 11] TAMRAKAR S., LOPEZ-ANIDO R.A., « Water absorption of wood polypropylene composite sheet piles and its influence on mechanical properties », *Construction and Building Materials*, vol. 25, 2011, p. 3977-3988.

---

# Caractérisation de l'expansion due à la réaction sulfatique interne à l'échelle de l'interphase pâte de ciment-granulat

M. Jebli <sup>1,3,\*</sup>, F. Jamin <sup>2,3</sup>, C. Pelissou <sup>1,3</sup>, M.S. El Youssoufi <sup>2,3</sup>

<sup>1</sup> Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire IRSN, B.P. 3, 13115 Saint-Paul-lez-Durance Cedex

<sup>2</sup> LMGC, Univ. Montpellier, CNRS, Montpellier, France

<sup>3</sup> MIST Lab., IRSN, CNRS, Univ. Montpellier, France

\* E-mail : mouad.jebli@umontpellier.fr

---

*RÉSUMÉ. La réaction sulfatique interne (RSI) est une réaction chimique à cinétique lente qui peut être responsable de la dégradation d'un matériau cimentaire, en développant un gonflement du matériau puis des fissurations diffuses dans la structure. L'objectif visé dans cette étude est la caractérisation expérimentale à l'échelle dite locale du béton atteint par la RSI. Les échantillons, dits composites, de dimensions 10x10x30mm<sup>3</sup>, sont constitués d'une pâte de ciment d'épaisseur 15mm mise en contact avec un granulats siliceux parallélépipédique. La forme de ces échantillons permet d'étudier le comportement de l'interphase entre la pâte de ciment et le granulats. Cette zone est identifiée comme une zone privilégiée du développement de la pathologie RSI. Compte tenu de la lenteur du déclenchement de cette pathologie, la mise en situation expérimentale au laboratoire est accélérée en choisissant des conditions favorisant l'apparition de la RSI. Les essais sont exploités à l'échelle locale par la mesure des expansions via la corrélation d'images des échantillons dégradés et par des observations au microscope à balayage électronique. Les résultats ont montré une expansion plus importante au niveau de l'interphase pâte de ciment-granulat que de la pâte de ciment seule.*

*ABSTRACT. Delayed ettringite formation (DEF) is a slow chemical reaction that can be responsible for the degradation of a cementitious material, developing a swelling of the material and then diffuse cracking in the structure. The objective of this study is the experimental characterization at the local scale of the concrete reached by the DEF. The composite samples, of dimensions 10x10x30mm<sup>3</sup>, consist of a 15mm thick of cement paste placed in contact with a siliceous aggregate. The shape of these samples makes it possible to study the behavior of the interface between the cement paste and the aggregate. This zone is identified as a privileged zone of the development of the DEF. Given the slowness of this pathology, the experimental setting in the laboratory is accelerated by choosing conditions favoring the appearance of DEF. The tests are exploited at the local scale by measuring expansions by image correlation of the degraded samples and by scanning electron microscope observations. The results showed a greater expansion at the cement-granulate paste interface compared to the cement paste.*

*MOTS-CLÉS : réaction sulfatique interne, béton, composite, interphase pâte de ciment-granulat, gonflement, MEB.*

*KEY WORDS : Delayed ettringite formation, concrete, composite, cement paste, interface cement paste-aggregate, swelling, SEM.*

---

## 1. Introduction

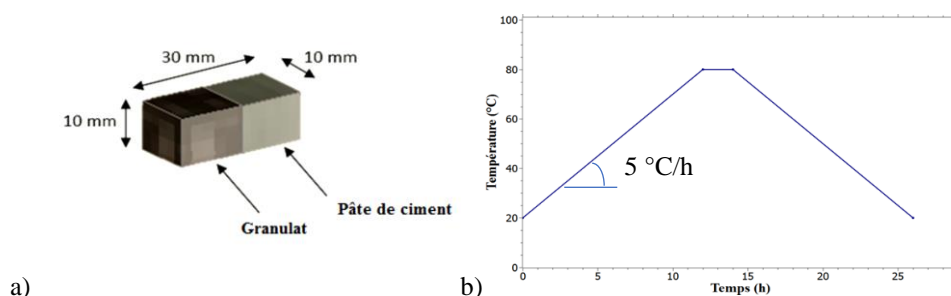
La Réaction Sulfatique Interne (RSI) est une pathologie endogène qui peut toucher les matériaux cimentaires ayant été exposés à des températures supérieures à environ 65°C [Bar 07] au jeune âge. L'élévation de température peut être due soit à l'exothermie de l'hydratation du ciment, en particulier au cœur des structures massives (barrages, ponts, centrales nucléaires, ...), soit à l'échauffement appliqué au matériau lors de la préfabrication pour accélérer la prise et permettre un décoffrage plus rapide. La RSI est causée par la formation tardive d'ettringite après durcissement du béton entraînant un gonflement de la structure puis des fissurations diffuses [AlSh 15]. La RSI peut conduire à une dégradation des performances mécaniques nuisant ainsi à la capacité portante et aux fonctionnalités en service des structures en béton touchées par cette pathologie comme, par exemple, les enceintes de confinement des centrales nucléaires. Les phénomènes et les paramètres à l'origine de la RSI ne sont pas encore tous bien identifiés. La plupart des études expérimentales concernant la RSI sont réalisées à l'échelle macroscopique [Lek 08] à partir d'éprouvettes cylindriques 11x22 cm<sup>2</sup> ou 16x32 cm<sup>2</sup>. Le développement de cette pathologie à l'échelle microscopique, et plus particulièrement au niveau de l'interphase entre la pâte de ciment et les granulats, reste peu abordé dans la littérature. Le principal objectif de cette étude est la caractérisation de la formation d'ettringite à l'échelle de l'interphase pâte-granat par le suivi du gonflement. Les conditions locales d'hydratation au voisinage de l'interface sont modifiées dès le début des réactions en raison d'un excès d'eau, causé par l'effet de paroi et/ou au ressuage. Ceci conduit à une augmentation locale du volume des pores dans lequel les hydrates peuvent se développer.

## 2. Protocole expérimental

Dans cette partie, on présente le protocole expérimental appliqué au laboratoire (LMGC) à Montpellier sur des échantillons de forme parallélépipédique (10x10x30 mm<sup>3</sup>) de pâte de ciment-granat dit « composite » et de pâte de ciment pure servant de référence. Il s'agit ici de définir le conditionnement, notamment le traitement au jeune âge, puis la caractérisation du gonflement RSI par des méthodes de suivi des expansions au cours de la dégradation. Les échantillons composites sont fabriqués en utilisant des granulats siliceux de la carrière Oscar Savreux (Paris) liés par une pâte de ciment portland CEM I 52.5 CE CP2 NF préparée avec un rapport eau/ciment de 0,47. La figure 1.a présente la géométrie des échantillons [Jeb 18].

### 2.1. Traitement au jeune âge

Il est admis que la température atteinte par le béton au jeune âge est un paramètre décisif pour le développement de la RSI [Brun 07]. Afin d'accélérer l'apparition de cette pathologie, les échantillons subissent un traitement hygrothermique, directement après leur fabrication, à l'aide d'une enceinte climatique « Weiss » qui permet d'imposer des cycles thermique et hydrique souhaités. Compte tenu des faibles dimensions des échantillons et de la sensibilité de l'interphase pâte-granat, nous avons choisi d'appliquer une durée plus courte du maintien de la température de cure que celle admise généralement pour les échantillons macroscopiques [LCPC 07]. Après plusieurs tests pour déterminer le palier adéquat, il a été retenu un cycle hygrothermique avec une montée en température de 5°C/heure suivie d'un palier de 2 heures à 80°C en maintenant une humidité relative proche de 95% (Figure 1.b).



**Figure 1.** a) Forme et dimensions des échantillons composites ; b) Traitement thermique appliqué aux échantillons composites destinés à l'étude de la RSI.

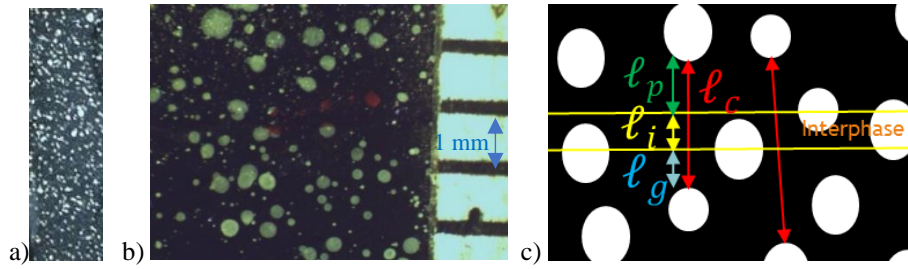
Après le cycle hygrothermique, les échantillons sont conservés dans un bac d'eau non renouvelée à une température de 38°C.

### 2.2. Suivi des expansions

Pour réaliser le suivi des expansions des échantillons, de nombreuses méthodes ont été testées (jauges, extensomètre, corrélation d'images). La corrélation d'images s'est révélée la méthode la plus adaptée à la taille



et au conditionnement des échantillons. Cette méthode consiste à déposer un mouchetis (figure 2.a) sur une face de l'échantillon puis à photographier cette face tous les sept jours au cours du développement de la pathologie. Le mouchetis est ici appliqué grâce à une projection de peinture blanche sur la surface de l'échantillon teinté préalablement en noir (figure 2b). La mesure de l'expansion est réalisée en calculant les distances entre des points bien identifiés (figure 2c).



**Figure 2.** a) Échantillon avec son mouchetis ; b) Zoom du mouchetis au niveau de l'interphase - échelle 3mm avec la graduation à côté ; c) Méthode de la mesure d'expansion.

### 3. Résultats

Au cours de la dégradation, les mesures d'expansion et des observations au Microscope Électronique à Balayage (MEB) sont systématiquement réalisées sur trois composites et sur trois échantillons constitués de pâte de ciment pure.

#### 3.1. Suivi des expansions

A un instant donné, deux mesures de déplacement  $\Delta l$  sont systématiquement réalisées sur les échantillons dégradés de type composite pâte-granulat ( $\Delta l_c = l_c - l_{c0}$ ) et pâte de ciment ( $\Delta l_p = l_p - l_{p0}$ ) où  $l_{c0}, l_c$  et  $l_{p0}, l_p$  sont respectivement les longueurs initiales (indice 0) et à un instant donné de la dégradation du composite (indice c) et de la pâte de ciment pure (indice p) entre deux points choisis (figure 2.c). L'expansion mesurée sur le composite  $\varepsilon_c$  ne représente pas l'expansion à l'interphase. Néanmoins, grâce aux mesures d'expansion  $\varepsilon_p^{ref}$  effectuées sur les échantillons de référence en pâte de ciment pure, on peut en déduire l'expansion au niveau de l'interphase  $\varepsilon_i$  du composite par les équations suivantes :

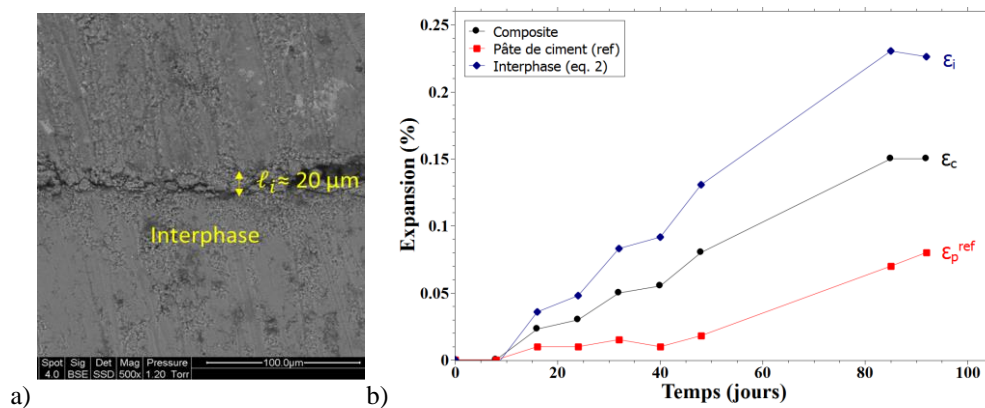
$$\varepsilon_c = \frac{\Delta l_c}{l_{c0}} = \frac{\Delta l_g + \Delta l_i + \Delta l_p}{l_{c0}} \text{ et } \varepsilon_p^{ref} = \frac{\Delta l_p}{l_{p0}} \quad [1]$$

avec  $\Delta l_g$  et  $\Delta l_i$  les déplacements du granulat et de l'interphase au cours de la dégradation. Les mesures des expansions du granulat montrent qu'elles sont négligeables ( $\Delta l_g = 0 \mu m$ ). Par conséquent, l'expansion au niveau de l'interphase  $\varepsilon_i$  s'écrit :

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta l_i}{l_{i0}} = \frac{\varepsilon_c \times l_{c0} - \varepsilon_p^{ref} \times l_{p0}^{comp}}{l_{i0}} \quad [2]$$

avec  $l_{i0} = 20 \mu m$  et  $l_{p0}^{comp}$  les épaisseurs initiales de l'interphase et de la pâte de ciment au niveau du composite mesurées au MEB (figure 3a).

La figure 3b montre les expansions en fonction de la durée de conservation dans l'eau pour le composite  $\varepsilon_c$  et la pâte de ciment  $\varepsilon_p^{ref}$  issues des mesures de déplacement  $\Delta l$  et donne la valeur calculée de l'expansion au niveau de l'interphase pâte de ciment-granulat  $\varepsilon_i$  par la relation [2].



**Figure 3.** a) Observation au MEB de l'interphase ; b) Expansions des composites plongés dans l'eau à 38°C.

On observe un gonflement beaucoup plus important au niveau de l'interphase pâte-granulat que de la pâte de ciment pure. La cinétique d'expansion de l'interphase augmente significativement à partir de dix jours. L'expansion maximale n'a pas encore été atteinte pour les deux types d'échantillons. Cependant, la procédure expérimentale adoptée a permis de déclencher le phénomène de la RSI au niveau de l'interphase pâte-granulat.

### 3.2. Observations au microscope électronique à balayage

Les observations au MEB sont réalisées sur l'ensemble des échantillons dégradés. La principale difficulté est la préparation des échantillons composites sans les endommager puisqu'ils présentent une zone de fragilité au niveau de l'interphase qui est accentuée par le cycle thermique au jeune âge déclenchant la pathologie. Un exemple de première visualisation au niveau de l'interphase sur une zone non fissurée est présenté sur la figure 4 après 32 jours de conservation dans le bac d'eau à 38°C.

La figure 4 montre la présence de l'ettringite dans l'interphase. Cela est expliqué, selon Brunetaud [Brun 07], par la migration de l'ettringite contenue dans la pâte vers les zones poreuses telles que l'interphase pâte-granulat. Il en résulte que les petits cristaux ont tendance à se dissoudre pour précipiter dans des zones où ils peuvent occuper un plus grand espace. Ces premiers essais réalisés sur les composites permettent de confirmer des observations faites sur les échantillons macroscopiques dans la littérature [Brun 07], à savoir que la zone de l'interphase pâte-granulat est la zone privilégiée pour le développement de la RSI.

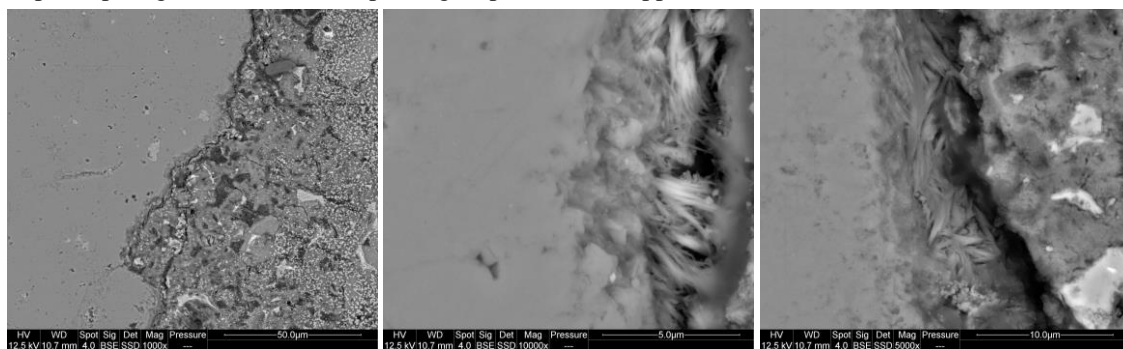


Figure 4. Ettringite localisée au niveau de l'interphase pâte de ciment-granulat (90 jours).

### 4. Conclusion

Un protocole expérimental permettant de statuer « plus rapidement » sur un risque de RSI au niveau de l'interphase pâte de ciment-granulat est ici proposé. Compte tenu de la dimension et de la forme des échantillons composites, la mise en place de ce protocole expérimental pour la fabrication et le déclenchement de la RSI a requis de nombreux essais préliminaires (choix de la température à appliquer, vitesse de montée en température, durée du palier,...). Comme les échantillons dégradés sont fragiles, un protocole de corrélation d'images par mouchetis est élaboré afin de mesurer l'expansion à cette échelle. L'étude faite sur les composites a montré une expansion plus importante à l'interphase pâte de ciment-granulat que sur la pâte de ciment seule.

### 5. Bibliographie

- [AISH 15] AL SHAMAA, M., LAVAUD, S., DIVET, Loïc, et al. Influence of relative humidity on delayed ettringite formation. *Cement and Concrete Composites*, 2015, vol. 58, p. 14-22.
- [Bar 07] BARBARULO, R., PEYCELON, H., et LECLERCQ, S. Chemical equilibria between C-S-H and ettringite, at 20 and 85 C. *Cement and concrete research*, 2007, vol. 37, no 8, p. 1176-1181.
- [Brun 07] BRUNETAUD, X., LINDER, R., DIVET, L., et al. Effect of curing conditions and concrete mix design on the expansion generated by delayed ettringite formation. *Materials and structures*, 2007, vol. 40, no 6, p. 567-578.
- [Jeb 18] JEBLI, M., JAMIN, F., MALACHANNE, E., GARCIA-DIAZ, E., et EL YOUSOUFI, M. S., « Experimental characterization of mechanical properties of the cement-aggregate interface in concrete ». *Construction and Building Materials*, 2018, vol. 161, p. 16-25.
- [LCPC 07] LCPC, Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne. Journée technique du LCPC, Octobre 2007, Paris, 2007.
- [Lek 08] LEKLOU, N., AUBERT, J.E., et ESCADEILLAS, G., Microscopic observations of samples affected by delayed ettringite formation (DEF). *Materials and structures*, 2009, vol. 42, no 10, p. 1369.

---

# Caractérisation de l'intelligence des bâtiments

**G. Sauce, J-L. Burlet, O. Graziani**

*gerard.sauce@unice.fr, jlburlet@unice.fr, olivier.graziani@ac-nice.fr*

*Polytech Lab - Université Nice Sophia Antipolis - 930 Route des Colles - BP 145- 06903 Sophia Antipolis Cedex - France*

---

## *RÉSUMÉ.*

*Cette communication s'intéresse à la caractérisation de l'intelligence des bâtiments. Après un bref rappel de la définition du concept, les auteurs expliquent la nécessité d'évaluer l'intelligence d'un bâtiment non pas globalement, mais au niveau de ses fonctions, afin de tracer un profil d'intelligence. La méthode d'évaluation proposée vise à qualifier l'intelligence en 5 niveaux depuis un comportement passif jusqu'à un comportement prédictif. Ces niveaux doivent s'interpréter à travers trois dimensions : temporelles, spatiales et d'intégration des systèmes techniques. La méthode proposée est basée sur une évaluation statique, à partir des caractéristiques intrinsèques du bâtiment. Elle ne traduit donc pas le comportement effectif de l'ouvrage qui doit être testé de manière dynamique, soit en situation réelle, soit sur la base de simulation ; Cette dernière voie est rendue maintenant possible avec le développement de la maquette numérique du bâtiment.*

## *ABSTRACT.*

*This communication is concerned with characterizing the intelligence of buildings. After a brief reminder of the definition of the concept, the authors explain how necessary it is to evaluate the intelligence of a building not from a global perspective but based on its functions, in order to define an intelligence profile. The suggested evaluation method aims at qualifying 5 levels of intelligence from passive behaviour to predictive behaviour. These levels should be interpreted through 3 dimensions : time, space and technical systems integration. The suggested method is based on a static evaluation, using the intrinsic qualities of the building. It doesn't convey the actual behaviour of the work which must be tested in a dynamic way, either in a real situation or based on a simulation. The latter possibility is now made possible with the development of the digital model of the building.*

*MOTS-CLÉS : Bâtiment Intelligent, Système, évaluation des Performances*

*KEYWORDS: Intelligent Building, System, Performances Assessment*

---

## **1. Introduction**

De nombreux auteurs se sont intéressés au concept de bâtiment intelligent qui date réellement du début des années 1980, même si les premiers éléments d'automatisation sont apparus dans les bâtiments dès les années 1950. En 2005, Himanen, dans sa thèse de doctorat [HIM 03], note déjà « no standardised definition for the intelligent buildings exists ». Plus récemment Buckman [BUC 14] en 2014 fait le même constat « definitions of Intelligent Buildings have been developed since the 1980s and these are continuing to be suggested using the latest knowledge and experience ».

Sans entrer dans cette bataille des définitions, on peut opposer deux visions de ce concept, une première approche plutôt technologique, qui a pris un nouvel essor ces 15 dernières années, sous le développement conjoint de l'informatique et de l'électronique appliqués à ce secteur, avec la prédominance du terme Smart Building. Les acteurs de l'internet, de l'informatique, de l'électronique surfent sur les attentes de la société (des pouvoirs publics) en matière de solutions pour la transition énergétique et environnementale pour imposer leur vision du bâtiment intelligent. (Smart Building Alliance, Smart Grids Ready, Ready To Service (R2S)). La seconde approche plus portée par les spécialistes du bâtiment, qui se positionne du côté du client (le maître d'ouvrage) et des usagers, essaye de reprendre la main sur ce concept qui représente un enjeu majeur pour le développement du secteur du BTP. Par exemple, Bouygues a publié un livre blanc en la matière. Cette présentation se positionne dans cette seconde approche, et en reposant les bases de la définition s'intéresse à la caractérisation de cette intelligence.

## 2. L'intelligence des Bâtiments

Notre point de vue se positionne délibérément dans une approche systémique du bâtiment. En s'appuyant sur ses principes fondamentaux [DUR 13], nous considérons une approche globale : le bâtiment est un système ouvert dans l'environnement (climatique, bruit, vue, accès, etc. mais aussi socio-économique) et en interaction avec celui-ci (sol/Structure). Le bâtiment se compose d'une organisation interne (sous-système enveloppe, structure, CVC, etc.) développant des interactions nombreuses. Le bâtiment répond à une finalité variable selon les acteurs (la société, les usagers, le propriétaire, le gestionnaire ou l'exploitant), et qui peut évoluer dans le temps. Cette finalité se traduit dans un cahier des charges (le programme), par une approche fonctionnelle, qui exprime les performances attendues du bâtiment par les différents acteurs. (Figure 1)

T. Derek et al in [DER 97] notaient déjà : « One of the main reasons for this mismatch is that the intelligent building has generally been defined in terms of its technologies, rather than in terms of the goals of the organisations which occupy it ». En accord avec cette approche et en croisant avec notre vision systémique du bâtiment, l'intelligence du bâtiment se caractérise par sa capacité à répondre à ses différentes fonctions.

Mais comment caractériser cette capacité ? Le Moigne dans la théorie du système général [LeM 06] propose une gradation de l'intelligence des systèmes en 9 niveaux, de l'objet passif à l'objet actif qui s'auto finalise. En transposant cette approche au bâtiment, il est possible d'envisager les niveaux d'intelligence du bâtiment (Figure 2). Donc en synthèse, nous ne cherchons pas à déterminer si un bâtiment est intelligent, ou non, mais plutôt à caractériser le niveau d'intelligence de ses fonctions, ce qui pourrait se représenter par un profil d'intelligence (Figure 4).

Fonctions	Sous fonctions	La société	Propriétaire	Gestionnaire et Exploitant	Usager
Stabilité					
Confort	Acoustique				
	Thermique				
	Visuel				
Sécurité	Séisme				
	Incendie				
Circulation (les flux)	Personnes (Accessibilité)				
	Matière				
Développement durable	Energie				
	Besoin en Energie				
	Gestion de l'eau				
	Qualité de l'air				
Etanchéité	Hygiène - Déchet				
	Eau				
Economie	Air				
	Les coûts				
Gestion	Valorisation				
	Maintenanc				
Juridique	Conformité réglementaire				

Figure 1 : Principales fonctions à satisfaire et intérêt pour les acteurs

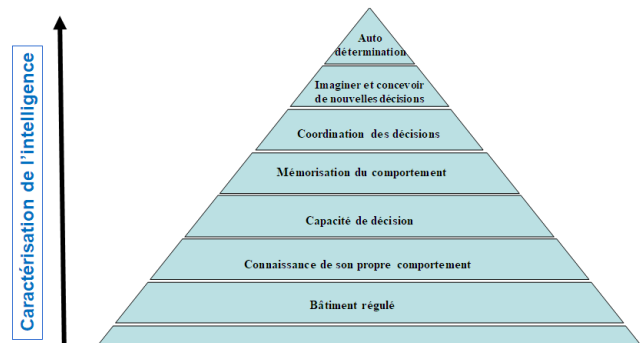


Figure 2 : Les niveaux d'intelligence d'un bâtiment transposés de l'approche systémique

## 3. Evaluer l'intelligence des bâtiments

La question qui se pose maintenant est : comment évaluer ces niveaux d'intelligence ? Plusieurs auteurs se sont intéressés à cette problématique. Certains proposent un indice d'intelligence global (Intelligence Building Index [SO 02], ou SIS (System Intelligence Score) [Won 08], toutes ces méthodes évaluent plusieurs thématiques [Chen et al], mais aucune ne se détache du lot.

La première interrogation à laquelle ces méthodes n'apportent pas de réponse satisfaisante est l'identification des niveaux de la gradation à atteindre. En accord avec l'approche développée par Buckman [BUC 14], compatible avec les niveaux d'intelligence de la systémique, nous proposons de retenir 5 niveaux (par rapport aux 9 de Le Moigne, trop complexes à évaluer), à savoir :

- Niveau 1 - **passif** : la fonction est prise en charge par l'ouvrage sans possibilité d'évolution ou d'adaptation aux sollicitations de l'environnement ou aux exigences des usagers. Notons qu'un bâtiment passif peut-être de très grande qualité s'il répond parfaitement aux attentes des usagers.
- Niveau 2 - **contrôlable** : il est possible de contrôler simplement, souvent manuellement, la réponse du bâtiment à l'évolution de l'environnement ou des exigences d'usage (par exemple lui donner une consigne de chauffage, faire varier l'éclairage, moduler l'agencement des espaces, etc.)
- Niveau 3 - **réactif** : sur la base d'une collecte d'information, (mise en place d'une boucle de rétroaction) le bâtiment est capable de faire varier son fonctionnement en réponse à l'évolution de l'environnement ou

des exigences d'usage. (Contrôle automatique du chauffage en fonction de l'ensoleillement, de la présence, etc.)

- Niveau 4 - **adaptatif** : le bâtiment est capable de s'adapter à une évolution de la situation, d'analyser et de mettre en œuvre les moyens les plus efficaces pour répondre à l'évolution du besoin fonctionnel où de nouvelles sollicitations extérieures.
- Niveau 5 - **prédictif** : le plus haut niveau d'intelligence correspond à la capacité d'anticipation et de prévision, de la réponse du bâtiment face à une évolution à venir de l'environnement, des conditions d'usages et des attentes potentielles.

Ces niveaux doivent être appréciés au regard de 3 dimensions :

- **Temporelle** : il convient de considérer la capacité à gérer et intégrer les informations, en temps réel, du passé (l'historique) et du futur (prévisionnel). Par exemple, concernant le confort thermique pour être prédictif, il ne s'agit pas seulement d'intégrer la météo qu'il fera dans la journée à venir, à cette échelle, compte tenu de la fiabilité des prévisions, c'est quasiment du temps réel. Être capable d'analyser, l'historique des comportements passés, reconnaître une situation et mettre en œuvre un comportement ad'hoc, relève de la capacité d'adaptation.
- **Spatiale** : il convient de considérer l'étendue de l'action des réponses proposées, suivant qu'elles agissent plutôt au niveau local ou à l'échelle du bâtiment, l'intelligence est d'autant plus grande que la réponse est construite sur une approche globale du bâtiment.
- **Intégration des systèmes techniques** : Cette dimension considère la différence entre la réponse élaborée sur une approche mono-système, plus basique car sans coordination, avec une approche multi-systèmes intégrant donc une coordination entre plusieurs voire tous les systèmes du bâtiment (souvent appelée approche multiphysique) par exemple coupler sécurité, confort visuel, maîtrise de l'énergie et maintenance.

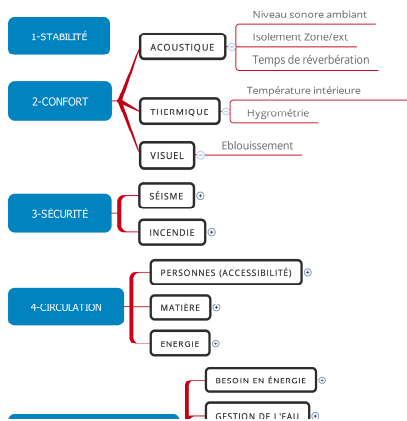
Le système d'évaluation fonctionnel repose sur trois niveaux **Thématiques - Catégories - Critères** (Figure 3). L'évaluation est effectuée au niveau des critères, par une note comprise entre 1 et 5 (représentant respectivement les 5 niveaux de passif à prédictif). Le passage au niveau des catégories puis des thématiques est effectué par une fonction d'agrégation basique (moyenne pondérée ou plus sophistiquée comme le propose Chen dans son approche [CHEN 06]). Le but n'est pas ici de dissenter sur la qualité de la fonction d'agrégation, qui est en soit un vrai sujet, mais dans un premier temps, nous sommes allés vers la simplicité : une moyenne pondérée est facilement compréhensible, même si ses principaux défauts sont la compensation et la non prise en compte de la comparabilité entre 2 solutions. Nous mettons donc en place un jeu de poids (entre les critères d'une catégorie et puis entre les catégories d'une thématique). Quelle que soit la méthode d'agrégation utilisée, le passage par ces jeux de poids est incontournable. Il traduit l'importance relative accordée par le demandeur de l'évaluation aux différentes facettes de l'intelligence. Il s'agit ici d'un aspect que nous jugeons fondamental : pouvoir changer ce jeu de poids, et l'adapter au type de bâtiment à évaluer ou aux objectifs du maître d'ouvrage par exemple ; L'intelligence recherchée pour un hôpital ne sera pas la même que celle d'une usine ou d'un bâtiment d'habitation.

A partir de ces données, nous effectuons une évaluation dite statique, c'est-à-dire à partir des caractéristiques intrinsèques d'un bâtiment, chaque critère est évalué sur la base d'une grille commune, pour obtenir au final un profil d'intelligence. (Figure 4).

#### 4. Discussion et conclusion

Evaluer l'intelligence d'un bâtiment constitue une question d'avenir. Le concours de Construction 21 qui vise à récompenser le bâtiment le plus intelligent montre qu'il y a une demande en la matière. Les actions de standardisation qui se développent actuellement (Ready to Service, Smart Grid ready) élaborent avant tout des référentiels, des cadres de solutions techniques qui permettent aux fournisseurs de proposer des produits et services dans un environnement maîtrisé, ce qui est indispensable à la pénétration du marché et aux évolutions espérées. Mais pour le maître d'ouvrage, l'usager, l'investisseur ou le gestionnaire comprendre ce qu'est un bâtiment intelligent, définir son besoin, comparer deux projets entre eux, supposent de disposer d'un outil d'évaluation. Mettre en place une labellisation globale du bâtiment intelligent ne répond pas vraiment à cette demande, même si cette voie est explorée et verra probablement le jour. Cette approche statique de la performance de l'intelligence vise à apporter une première brique de réflexion. Cependant, elle permet d'évaluer un potentiel, mais pas le comportement effectif du bâtiment qui peut être très loin de la réalité. Effectivement, dire qu'il y a une GTB qui permet de coordonner chauffage, éclairage, présence, et consommation d'énergie, et qui en plus historise les données, laisse à supposer que le bâtiment a un certain niveau potentiel d'intelligence.

Mais à l'usage, si les programmes mis en œuvre par le logiciel conduisent à des résultats médiocres, alors le niveau d'intelligence sera moindre que prévu.



**Figure 3 :** Extrait des Thématiques – Catégories - Critères



**Figure 4 :** Profil d'intelligence d'un bâtiment

Il s'avère donc indispensable d'aller vers une évaluation dynamique de l'intelligence, qui peut conduire soit à tester le comportement réel du bâtiment en utilisation, soit à simuler virtuellement son comportement. Les deux voies sont complémentaires ; Le test physique étant intéressant en phase d'exploitation, pour améliorer et enrichir le comportement d'un bâtiment, faciliter son pilotage, ou dans la perspective d'une réhabilitation, afin de connaître l'état de l'existant, déterminer son potentiel et orienter les solutions techniques à mettre en œuvre. La voie de la simulation sera indispensable en phase de conception, c'est aussi la seule manière de contracter le temps, d'intégrer des hypothèses sur les composants (comportement, vieillissement), les usages réels, les aléas potentiels, etc. Il est évident qu'il s'agit d'un axe de recherche important qui dispose aujourd'hui de bases solides de développement avec la maquette numérique du bâtiment.

Enfin, pour conclure, il est bon de rappeler qu'il convient de ne pas confondre l'intelligence d'un bâtiment et sa qualité. Un bâtiment passif peut être de très grande qualité s'il a été parfaitement conçu et mis en œuvre au regard des attendus. Un bâtiment intelligent peut lui être médiocre, cependant, il aura pour lui une plus grande capacité d'évolution, et cela pourrait lui permettre de compenser pour partie les déficits de qualité initiaux.

## 5. Bibliographie

- [BUC 14] BUCKMAN, A.H., MAYFIELD M., BECK S.B.M.. "What is a smart building?" *Smart and Sustainable Built Environment* 3, no. 2 (September 9, 2014): 92–109
- [CHEN 06] CHEN Z., CLEMENTS-CROOME D. J., HONG J. "A review of quantitative approaches to intelligent building assessment." In *Renewable Energy Resources and a Greener Future, Vol.VIII-6-2*. Shenzhen, China, 2006.
- [DER 97] DEREK, T., CLEMENTS-CROOME J.. "What do we mean by intelligent buildings?" *Automation in Construction* 6, no. 5–6 (1997): 395–400.
- [DUR 13] DURAND D. "La Systémique - Chapitre 1 - Une Nouvelle Méthode.", La Systémique, 12th ed. Que Sais-Je ?, 2013.
- [HIM 03] HIMANEN Mervi "The intelligence of intelligent buildings" PHD Thesis - VTT, Espoo - 2003.
- [LeM 06 ] LE MOIGNE J-L., *La théorie du système général Théorie de la modélisation.*, 4th ed. Les classiques du réseau Intelligence de la complexité. PUF, 1994.
- [SMA 14] Smart Building Alliance - "Manifeste - Des bâtiments intelligents pour des territoires responsables et durables" 2014.
- [SO 02] So, Albert T.P., WONG K.C. "On the quantitative assessment of intelligent buildings." *Facilities* 20, no. 5/6 (May 2002): 208–16.
- [Won 08] WONG J., LI H., LAI J. "Evaluating the system intelligence of the intelligent building systems - Part 2." *Automation in Construction* 17, no. 3 (March 2008): 303–21.



---

# Durabilité des interfaces béton Portland/mortier de géopolymère

Catherine A. Davy<sup>1,2</sup>, Sandy Lanier<sup>1,2</sup>, Marie-Claude Willemetz<sup>1</sup>, Thierry Dubois<sup>1</sup>, C. Cau-Dit-Coumes<sup>3</sup>, D. Lambertin<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Ecole Centrale de Lille, CS20048, 59651 Villeneuve d'Ascq, auteur correspondant : catherine.davy@centralelille.fr

<sup>2</sup> UCCS UMR CNRS 8181, Cité Scientifique, 59650 Villeneuve d'Ascq

<sup>3</sup> Commissariat à L'Energie Atomique et aux Energies Alternatives (CEA), Direction de l'Energie Nucléaire, Département de recherche sur les technologies pour l'Enrichissement, le Démantèlement et les Déchets, Service d'Etude des technologies pour l'Assainissement-Démantèlement et l'Etanchéité, Laboratoire d'étude des Ciments et Bitumes pour le Conditionnement, Centre de Marcoule, 30207 Bagnols sur Cèze Cedex

---

**RÉSUMÉ.** Cette étude présente les résultats d'un essai de durabilité accéléré, qui quantifie la perméabilité à l'eau cimentaire des bétons Portland et de géopolymères, et son évolution temporelle. L'essai impose un gradient de pression d'eau à un échantillon pluri-centimétrique. Il est appliqué à (1) un béton à hautes performances à base de ciment Portland composé (CEMV) de référence, à (2) un mortier de géopolymère (GP) avec ou sans NaF testé seul ou (3) en interface avec le béton CEMV. Les interfaces béton/mortier GP sont perpendiculaires ou parallèles au flux d'eau imposé. Le béton et le mortier de GP testés seuls ont des perméabilités du même ordre de grandeur ( $10^{-18}$  m<sup>2</sup>). Le NaF stabilise la perméabilité à l'eau du mortier de GP dans le temps, et améliore la répétabilité des mesures. Pour les interfaces, on constate une chute de la perméabilité dans le temps, attribuée à la formation de phases composées de carbonates de sodium et potassium hydratés, correspondant aux ions Na<sup>+</sup> et K<sup>+</sup> présents dans l'eau cimentaire et probablement carbonatés au contact de l'air ambiant.

**ABSTRACT.** This experimental study quantifies the water permeability of various cement-based materials, when subjected to a given pressure gradient of the typical pore water of Portland cement (pH=13). It is an accelerated durability test applied to (1) High Performance Concrete (HPC) based on composed CEMV Portland cement, used as a reference, to (2) a mortar based on geopolymer with or without NaF (used as a corrosion inhibitor in situ), and (3) to interfaces between HPC and GP mortar. These interfaces are either perpendicular or parallel to the water flow. GP mortar and HPC tested alone have similar permeabilities (on the order of  $10^{-18}$  m<sup>2</sup>). NaF stabilizes water permeability of GP mortar, and improves measurement repeatability. For the interfaces, water permeability decreases significantly over time (i.e. over several days injection), attributed to the formation of potassium and/or sodium carbonate hydrates. The latter are related to Na<sup>+</sup> and K<sup>+</sup> ions present in the injected pore water, which probably sustain carbonation upon contact with ambient air.

....  
....  
....  
....  
....  
....  
....  
....

**MOTS-CLÉS :** durabilité, perméabilité, eau cimentaire, béton à hautes performances, géopolymère, interfaces

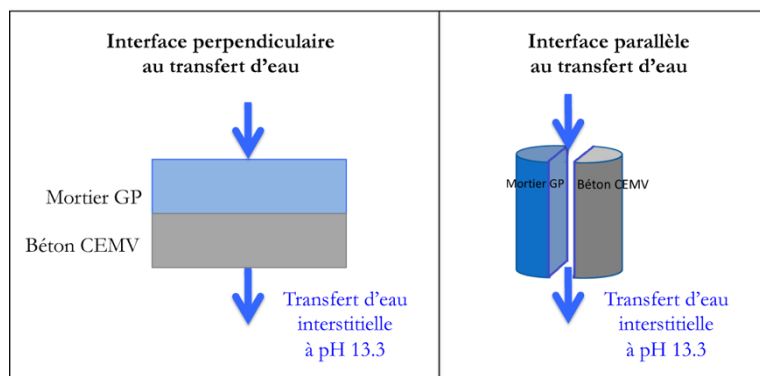
**KEY WORDS:** durability, permeability, cement pore water, high performance concrete, geopolymer, interfaces

---

## 1. Introduction – Contexte et objectifs

Dans le contexte du stockage à long terme de déchets radioactifs (projet CIGEO et stockage de surface) géré par l'Andra, certains déchets ne permettront pas une encapsulation dans des bétons à base de ciment Portland pur ou composé. En particulier, les alliages de magnésium ou d'aluminium sortent de leur domaine de passivation électro-chimique dans l'environnement imposé par l'eau porale des ciments Portland (pH de l'ordre de 13), ce qui génère de la corrosion et une formation significative de dihydrogène. Dans ce contexte, différentes matrices cimentaires d'encapsulation ont été proposées. Parmi elles, les géopolymères (GP) sont bien adaptés aux déchets d'alliages de magnésium métallique [ROO-13]. Un scénario de confinement de ce type de déchets consisterait à déposer les déchets dans un sur-conteneur en béton au ciment Portland, et à le remplir avec un mortier de GP pour éviter le contact entre le déchet et le béton Portland. A l'heure actuelle, la durabilité des interfaces entre le béton Portland et ces nouveaux mortiers n'est pas connue, d'autant que le pH typique de l'eau porale des GP est de l'ordre de 9-11, c'est-à-dire 2 à 4 degrés de pH de moins que l'eau porale typique du béton Portland.

L'objectif de cette étude, effectuée dans le cadre du programme fédérateur NEEDS Déchets et gérée par l'Andra, est d'analyser la durabilité des interfaces entre béton usuel (au ciment Portland composé CEMV) et mortier de GP, sous l'effet de l'eau porale imposée par le béton (pH de l'ordre de 13.3). Pour cela, un essai accéléré de durabilité a été conçu et mis en œuvre au laboratoire de Génie Civil de l'Ecole Centrale de Lille (affilié à l'ex-laboratoire LML UMR CNRS 8107). Il est utilisé pour imposer un gradient de pression d'eau cimentaire aux interfaces placées parallèlement ou perpendiculairement au flux de l'eau (Fig. 1).



**Figure 1.** Principe des échantillons d'interface de mortier GP/béton CEMV soumis au flux d'eau cimentaire typique du béton CEMV.

## 2. Matériaux et méthodes

Les mortiers de GP pour cette étude ont été confectionnés selon [LAM-13] afin d'obtenir une formulation molaire pour le GP de  $(1 \text{ Na}_2\text{O}; 3,8 \text{ SiO}_2; 1 \text{ Al}_2\text{O}_3; 12 \text{ H}_2\text{O})$ , avec un rapport massique sable/métakaolin de 1,5 (Tableau 1). Pour certaines gâchées, un inhibiteur de corrosion NaF (fluorure de sodium) est rajouté au mélange dans une proportion de 31,8 g/l mortier. Pour chaque gâchée, la moitié du mortier à l'état frais est versée dans des moules de 37 mm de diamètre et de hauteur comprise entre 10 et 20 mm, et scellée pendant au moins 28 jours. Au terme de ces 28 jours, on suppose que le GP est complètement mûré.

**Tableau 1.** Composition du mortier de géopolymère utilisé (pour 1 sac de sable normalisé).

Nature du composant	Sable siliceux normalisé de Leucate	Métakaolin	Silicate de soude	Soude NaOH en paillettes	Eau déminéralisée
Masse (g)	1350	900	1025,3	161,3	76,7

Les échantillons de béton à hautes performances (BHP) font partie d'une gâchée réalisée pour des études antérieures au laboratoire [BRU-12 ; BRU-17], à partir de ciment Portland composé CEM V/A 42.5 N. Le matériau a été carotté à 7 jours à un diamètre de 37mm et conservé en piscine, dans une eau saturée en chaux, pendant au moins 2 ans. Au début de l'étude, les carottes sont sciées à une longueur de 10-15mm. La moitié des échantillons cylindriques fabriqués a ensuite été découpée en deux (demi-cylindres). L'autre moitié de la pâte de mortier de GP est versée dans des moules de diamètre 37mm au-dessus d'un cylindre de béton CEMV, ou à côté d'un demi-cylindre de béton pour réaliser les échantillons d'interfaces (Fig.1). Comme pour les échantillons de mortier de GP seul, les moules contenant les interfaces sont scellés pendant au moins 28 jours avant d'être testés.

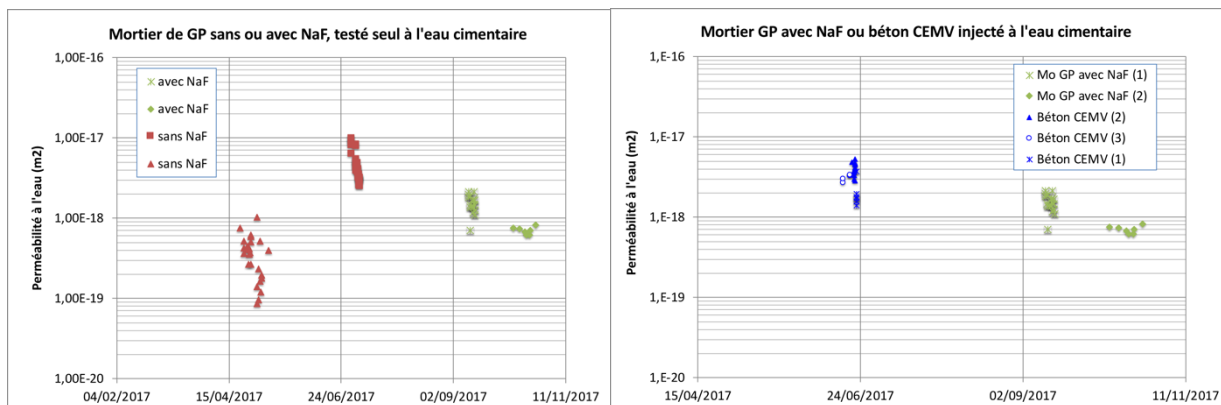
Pour évaluer la durabilité de l'échantillon d'interface, celui-ci est placé dans une cellule triaxiale [DAV-07] à une pression de confinement limitée de 3 MPa, et soumis à un gradient de pression d'eau constant ( $P_1-P_0$ ) de 0.5 MPa au moyen d'une pompe Gilson<sup>TM</sup>. La perméabilité à l'eau  $K$  est calculée au sens de Darcy, en supposant un flux uniaxial de fluide incompressible de viscosité dynamique  $\mu$  de 1.0 mPa.s, et en négligeant l'effet de la gravité, au moyen de l'équation :

$$K = \mu L Q_v^{\text{moyen}} / A (P_1 - P_0) \quad [1]$$

Où  $L$  est la longueur de l'échantillon,  $A$  est l'aire de sa section droite, et  $Q_v^{\text{moyen}}$  est le débit volumétrique moyen donné par la pompe en ml/min. L'eau injectée est une eau synthétique reproduisant l'eau porale du béton CEMV, obtenue en mélangeant (dans cet ordre) : 2.67 g/l NaOH, 7.48 g/l KOH and 0.074 g/l  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Le pH de cette solution est vérifié avant injection à une valeur de 13.3 +/- 0.1 au moyen d'un pH-mètre Mettler-Toledo. La carbonatation de cette eau très basique est évitée en soumettant la surface du réservoir à un flux continu d'argon (débit vérifié au moyen d'un bulleur dédié).

### 3. Résultats et discussion

Deux échantillons de mortiers de GP, formulés sans ou avec inhibiteur de corrosion NaF, sont testés à l'eau cimentaire pour évaluer leur perméabilité (Fig. 2 gauche). Ces mesures montrent que la présence de NaF stabilise la perméabilité du mortier de GP. En effet, l'amplitude de variation autour de la moyenne est supérieure à la valeur moyenne pour le GP sans NaF, contrairement au GP avec NaF : on a une perméabilité moyenne de  $1.4 \times 10^{-18} \text{ m}^2 \pm 0.8 \times 10^{-18} \text{ m}^2$  (avec NaF, testés sur 11 à 18 jours) ou  $2,6 \times 10^{-18} \text{ m}^2 \pm 3,6 \times 10^{-18} \text{ m}^2$  (sans NaF, tests entre 6 et 14 jours). Pour les deux échantillons de mortier GP sans NaF testés (entre 6 et 14 jours), la perméabilité à l'eau cimentaire chute significativement dans le temps (sur 6 à 14 jours), mais ce n'est pas le cas du mortier GP avec NaF. Dans les deux cas, de la matière solide est récupérée en sortie de cellule triaxiale. La DRX qualitative montre qu'il s'agit d'hydrogène-carbonate de potassium  $\text{H K} (\text{CO}_3)$  et de trona  $\text{Na}_3 \text{H} (\text{CO}_3)_2 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$  pour le GP sans NaF, et de villiaumite NaF (parfois assortie de thermonatrite  $\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$ ) pour le mortier de GP avec NaF.



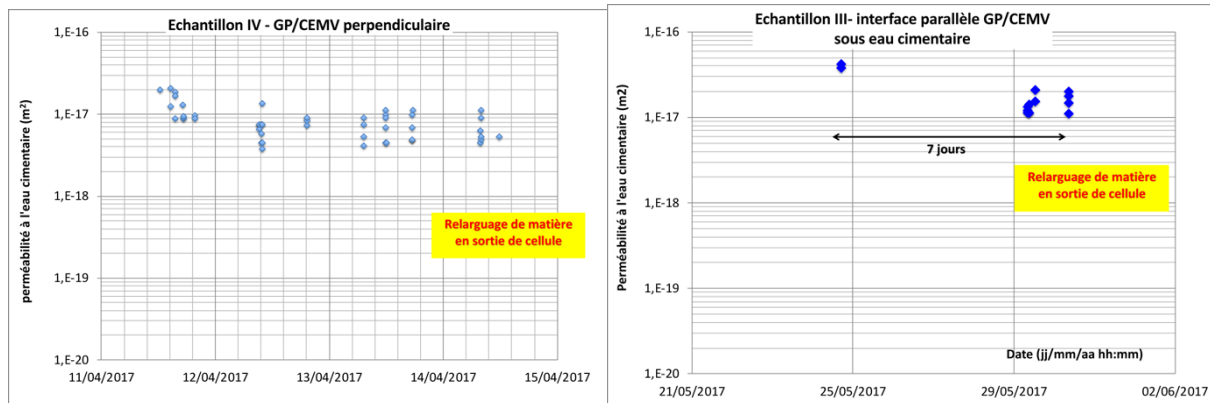
**Figure 2.** Perméabilité à l'eau cimentaire (gauche) : des mortiers de GP sans ou avec NaF (deux échantillons pour chaque), testés séparément et (droite) : des bétons CEMV (trois échantillons) et des mortiers de GP (deux échantillons), testés séparément.

L'évolution temporelle de la perméabilité à l'eau cimentaire est présentée en Fig. 2 (droite) pour les matériaux (béton CEMV et mortier de GP) testés séparément. Dans les deux cas, la perméabilité est du même ordre de grandeur ( $10^{-18} \text{ m}^2$ ), et elle est même légèrement inférieure pour le mortier de GP (au NaF), avec une moyenne de  $1.4 \times 10^{-18} \text{ m}^2 \pm 0.8 \times 10^{-18} \text{ m}^2$ , voir ci-dessus, contre  $3.4 \times 10^{-18} \text{ m}^2 \pm 1.9 \times 10^{-18} \text{ m}^2$  pour trois échantillons de béton CEMV.

Pour une première interface perpendiculaire béton CEMV/mortier GP sans NaF (Fig. 3 gauche),  $K$  diminue d'un facteur 2,4 en 3 jours, avec une moyenne de  $1.6 \times 10^{-17} \text{ m}^2 \pm 6.0 \times 10^{-18} \text{ m}^2$  mesurée pendant les trois premières heures d'injection, et une valeur moyenne de  $6.6 \times 10^{-18} \text{ m}^2 \pm 3.4 \times 10^{-18} \text{ m}^2$  mesurée au bout de trois jours (pendant dix minutes). Après ces trois jours d'injection, de la matière solide est observée en sortie de cellule triaxiale (et venant de l'échantillon injecté), mais aucun liquide n'est récupéré. La DRX qualitative montre qu'il s'agit de d'une seule phase, la thermonatrite  $\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$ , c'est-à-dire un carbonate de sodium hydraté. La présence de cette phase est attribuée à la recristallisation d'ions  $\text{Na}^+$  en excès en solution, au contact de l'air ambiant en sortie de cellule (carbonatation). Potentiellement, cette matière est à l'origine de la chute de perméabilité à l'eau de l'échantillon d'interface. Des analyses (au MEB) sont en cours pour déterminer si la thermonatrite a aussi cristallisé dans l'échantillon d'interface ou seulement en sortie. En tout état de cause, la

perméabilité de l'échantillon étant plus faible qu'au départ de l'essai, aucune détérioration (ex. : fissuration due à la formation de cristaux de thermonatrite) n'est à déplorer. Cet essai montre donc la très bonne durabilité de l'interface perpendiculaire béton CEMV/mortier de GP.

Une interface de béton CEMV/mortier au GP a également été testée dans le sens parallèle au flux d'eau pendant 7 jours (Fig. 3 droite). Comme attendu, la perméabilité est supérieure à celle de l'échantillon perpendiculaire (Fig. 3 gauche), mais elle reste raisonnable avec une moyenne de  $4.0 \times 10^{-17} \text{ m}^2 \pm 2.1 \times 10^{-18} \text{ m}^2$  mesurée pendant les dix premières minutes d'injection, et elle chute significativement au bout de 7 jours avec une valeur de  $1.6 \times 10^{-17} \text{ m}^2 \pm 4.4 \times 10^{-18} \text{ m}^2$  (mesurée pendant la dernière demi-heure d'injection). La DRX qualitative montre que les matières récupérées en sortie de cellule sont un mélange d'hydrate d'hydrogéné-carbonate de sodium et potassium  $\text{H K}_2 \text{Na} (\text{CO}_3)_2 (\text{H}_2\text{O})_2$  et de trona  $\text{Na}_3 \text{H} (\text{CO}_3)_2 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$ .



**Figure 3.** Perméabilité à l'eau cimentaire d'un échantillon d'interface entre béton CEMV et mortier de GP sans NaF, (gauche) : perpendiculaire au flux ; (droite) : parallèle au flux.

#### 4. Conclusion

Cette étude expérimentale a montré que le mortier de GP et le béton à hautes performances à base de CEMV testés séparément ont des perméabilités similaires lorsqu'ils sont soumis à un gradient d'eau cimentaire typique du béton CEMV ( $\text{pH}=13,3 \pm 0,1$ ). Sous forme d'un échantillon d'interface perpendiculaire au flux d'eau cimentaire, la perméabilité à l'eau est du même ordre de grandeur que celle des matériaux pris séparément, et elle décroît significativement dans le temps, d'un facteur 2,4 en trois jours d'essai. Cette chute est attribuée à la formation de carbonate de sodium hydraté en sortie de cellule d'essai. Pour une interface CEMV/GP parallèle au flux d'eau, la perméabilité est 2,5 fois supérieure à celle de l'interface parallèle, mais elle reste du même ordre de grandeur que la perméabilité initiale de l'interface perpendiculaire. En outre, la perméabilité de l'interface parallèle chute significativement dans le temps, en étant divisée par 2,5 en 7 jours. Ces résultats attestent de la très bonne durabilité des mortiers de GP dans l'environnement typique d'un béton Portland à hautes performances. Des recherches complémentaires sont en cours pour déterminer la répétabilité de ces premiers résultats sur les interfaces, et pour investiguer les modifications minéralogiques à l'origine de la chute de perméabilité observées.

**Remerciements :** Ce projet a fait l'objet d'un financement par le Grand défi interdisciplinaire NEEDS (Nucléaire: Energie, Environnement, Déchets, Société), financé par le CNRS, le CEA, EDF, ANDRA, AREVA, IRSN, BRGM, sous la référence NMC-2017.

#### Bibliographie

- [ROO 13] A. Rooses, P. Steins, A. Dannoux-Papin, D. Lambertin, A. Poulesquen, F. Frizon, « Encapsulation of Mg–Zr alloy in metakaolin-based geopolymer », *Appl Clay Sci*, vol. 73, p. 86-92, 2013.
- [LAM 13] D. Lambertin, C. Boher, A. Dannoux-Papin, K. Galliez, A. Rooses, F. Frizon, « Influence of gamma ray irradiation on metakaolin based sodium geopolymer », *J Nucl Mater*, vol. 443, p. 311-315, 2013.
- [BRU 12] F. G. N. Brue, C. A. Davy, F. Skoczylas, N. Burlion, X. Bourbon, « Effect of temperature on the water retention properties of two high performance concretes », *Cem Concr Res*, vol. 42, p. 384-396, 2012.
- [BRU 17] F. G. N. Brue, C. A. Davy, N. Burlion, F. Skoczylas, X. Bourbon, « Five year drying of high performance concretes: Effect of temperature and cement-type on shrinkage », *Cem Concr Res*, vol. 99, p. 70-85, 2017.
- [DAV 07] C. A. Davy, F. Skoczylas, J.-D. Barnichon, P. Lebon, « Permeability of macro-cracked argillite under confinement: Gas and water testing », *Phys Chem Earth*, vol. 32, p. 667-680, 2007.

---

# Etude expérimentale du fluage des bétons de granulats recyclés

Pablo PEÑA TORRES<sup>1</sup>, George WARDEH<sup>2</sup>, Elhem GHORBEL<sup>3</sup>

Université de Cergy-Pontoise, L2MGC, 5 Mail Gay Lussac-Neuville sur Oise-95031 Cergy Pontoise Cedex

<sup>1</sup> [pablo.pe?a-torres@etu.u-cergy.fr](mailto:pablo.pe?a-torres@etu.u-cergy.fr)

<sup>2</sup> [george.wardeh@u-cergy.fr](mailto:george.wardeh@u-cergy.fr)

<sup>3</sup> [elhem.ghorbel@u-cergy.f](mailto:elhem.ghorbel@u-cergy.f)

---

**RÉSUMÉ.** La présente étude s'intéresse au comportement à long terme dans le cas de 6 bétons de granulats recyclés correspondant à 2 classes de résistance C25/30 et C35/45 et élaborés à partir de 2 formulations de référence en substituant partiellement ou complètement les granulats naturels par des granulats recyclés. Afin de mener cette étude, des éprouvettes prismatiques 10x10x90 cm ont été sollicitées en flexion 3 points à un niveau de chargement de 30% de la résistance ultime à l'échéance de 90 jours après le coulage. Les bétons ont été également caractérisés en termes de résistance à la compression, de résistance à la traction par fendage et de module d'élasticité dynamique.

Les résultats expérimentaux montrent que, pour la même classe de résistance à la compression, la cinétique du fluage est influencée par la présence des granulats recyclés et elle est d'autant plus accélérée que le taux de remplacement est important. A un taux de substitution identique, le fluage de la série C25/30 est plus important que celui de la série C35/45. A partir des résultats de cette étude en parallèle aux résultats retrouvés dans les références bibliographiques, le coefficient de fluage a été déterminé et les valeurs ont été comparées aux valeurs prédites par les normes EC2 et CEB-FIB. Il apparaît que les modèles analytiques surestiment les valeurs expérimentales.

**ABSTRACT.** The present study aims to characterize the creep behavior of six recycled aggregate concretes corresponding to two classes of compressive strength C25/30 and C35/45 and designed from two mixtures of reference by substituting partially or completely natural aggregates with recycled ones. In order to carry out this study, 10x10x90 cm prismatic specimens were subjected to 3 points bending test at the age of 90 days at a loading level representing 30% of the ultimate strength. Concretes were also characterized in terms of compressive strength, splitting tensile strength and dynamic modulus of elasticity. The experimental results show that, for the same class of compressive strength, the kinetics of creep is influenced by the presence of recycled aggregates and it is as accelerated as the replacement ratio is important. At an identical substitution ratio, the creep of the series C25/30 is higher than that of the C35/45 series.

Based on the obtained results in parallel to the results found in the literature, the creep coefficient was determined and the values were compared with those predicted by the EC2 and the CEB-FIB standards. It was found that analytical models overestimate experimental values.

**MOTS-CLÉS :** Béton, Granulats recyclés, Propriétés mécaniques, Fluage, EC2.

**KEY WORDS:** Concrete, Recycled aggregates, Mechanical properties, Creep, EC2.

---

## 1. Introduction

L'utilisation des granulats issus de la déconstruction des structures de génie civil est un enjeu essentiel du développement durable et apparaît comme la solution d'avenir pour préserver les ressources naturelles et limiter les zones de stockage. Néanmoins, les granulats recyclés possèdent des propriétés différentes de celles des granulats naturels à cause de la présence du mortier et de la pâte de ciment résiduels qui restent attachés aux grains naturels après le processus de production. Les caractéristiques des granulats recyclés influent directement sur la performance du béton à court et à long terme et les explications les plus communes sont associées à la présence du mortier attaché, à la porosité plus élevée aussi bien qu'au module d'élasticité plus faible des bétons à base des granulats recyclés.

Le fluage d'un élément en béton, soumis à un chargement mécanique maintenu constant dans le temps, se traduit par l'augmentation progressive de la déformation quelle que soit la nature des granulats. Le fluage est

dit de dessiccation lorsque les échanges hydriques avec l'ambiance sont permis alors qu'il est dit propre ou endogène si la surface du matériau est isolée de l'environnement. Les propriétés de fluage sont influencées par plusieurs facteurs tels que l'âge du béton au moment de la mise en charge et l'intensité du chargement, la température et l'état hydrique ainsi que par les paramètres de formulation du béton.

Les travaux de recherche relatifs au comportement en fluage du béton des granulats recyclés sont encore très limités. Néanmoins, le consensus général est que le fluage du béton des granulats recyclés est supérieur à celui du béton formulé avec des granulats naturels. Le fluage d'un béton formulé avec 100% des gravillons recyclés peut provoquer une augmentation de l'ordre de 60% par rapport au béton naturel. Cette augmentation est due essentiellement à la présence du mortier attaché et le phénomène s'amplifie si les fines recyclées sont employées [FAT11, DOM09]. D'après Domingo-Cabo et al. [DOM09], les déformations de fluage augmentent avec le taux de substitution des gravillons naturels par les recyclés même si le dosage en ciment et le rapport E/C sont conservés constants. Fathifazl et ses collègues [FAT11] montrent qu'avec un dosage en mortier (attaché et nouveau) égal à celui du béton des granulats naturels, les déformations du fluage sont similaires. Par contre, en utilisant les méthodes classiques de formulation qui consistent à remplacer les gravillons naturels par des recyclés, les déformations du fluage augmentent.

Les résultats disponibles dans les références bibliographiques proviennent essentiellement des essais de fluage en compression sous chargement relativement faible par rapport à la résistance à la compression mais sous chargement plus complexe, tel que la traction ou la flexion, très peu d'études sont réalisées. De plus, l'effet de l'utilisation du sable recyclé n'a pas encore été abordé. L'objectif principal du présent travail est de quantifier expérimentalement et numériquement le comportement à long terme des bétons de granulats recyclés en compression et en flexion. Un intérêt est également porté sur la validité des expressions analytiques proposées par les normes EC2 et CEB pour la modélisation du fluage des bétons recyclés.

## **2. Matériaux et programme expérimental**

Les bétons développés dans le cadre des projets nationaux PN RECYBETON et ANR ECOREB ont été choisis pour ce travail. Il s'agit de huit formulations appartenant à deux classes de résistance à la compression C25/30 et C35/45. Pour les deux séries, les granulats naturels sont substitués par des granulats recyclés à trois taux massiques : 30%, 50% et 100%. La désignation de chaque formulation correspond à la nomenclature C25/30-xR-yR ou C35/45-xR-yR où xR correspond au taux de substitution en sable recyclé tandis que yR correspond au taux de substitution en graviers recyclés. Les différentes formulations sont données dans le travail d'Omry et al. [OMA17]. La particularité de ces formulations est que le dosage en ciment augmente lorsque le taux de substitution augmente afin d'atteindre la résistance cible à la compression. Des cylindres 11x22 cm ont été préparés afin de caractériser les propriétés mécaniques et le module d'élasticité dynamique. Par ailleurs, des éprouvettes prismatiques 10x10x90 cm ont été confectionnées pour les essais de fluage en flexion 3 points. Les éprouvettes ont été démoulées après 24 h, conservées dans un bassin d'eau à température ambiante pendant 28 jours puis testées. Les essais de compression ont été réalisés à l'aide d'une presse INSTRON de capacité de 3500 kN à asservissement hydraulique à une vitesse de chargement de 0.5 MPa/s. Les essais de résistance à la traction par fendage ont été effectués, à l'aide de la même presse, à une vitesse de chargement égale à 0.05 MPa/s. Les essais de fluage ont été effectués sur deux bancs de flexion placés dans une salle régulée en température à 20 °C ( $\pm 2$  °C) et en humidité relative à 50 % ( $\pm 5$  %). Chaque banc est composé d'un portique sur lequel sont montés deux appuis ponctuels dont un simple, d'un support de charge et d'un comparateur digital. La charge est appliquée au moyen de masses calibrées empilées sur le plateau de chargement et la flèche est mesurée au milieu de la poutre à l'aide du comparateur.

## **3. Résultats expérimentaux**

### **3.1 Propriétés mécaniques**

L'ensemble des résultats résumés dans le tableau 1 montre que pour la même classe de résistance à la compression, l'introduction des granulats recyclés entraîne une diminution de la résistance à la traction. L'affaiblissement est de 15% pour la série C35/45 alors qu'il est de 18% pour la série C25/30 lorsque le squelette granulaire est complètement recyclé. De plus, l'incorporation des granulats recyclés n'a pas un effet sur la résistance à la traction de la série C35/45 lorsque le taux de remplacement est supérieur à 30%. Nous constatons également que les modules diminuent en augmentant le taux de substitution en granulats recyclés. La réduction du module est attribuée au module d'élasticité plus faible des granulats recyclés ainsi qu'à la



porosité élevée des bétons incorporant des granulats recyclés. Le paramètre  $\Gamma$ , appelé taux de substitution massique, représente la masse des granulats recyclés par rapport à la masse totale des granulats naturels et recyclés dans la formulation. Il est égal à 1,0 lorsque le sable et les gravillons sont complètement recyclés.

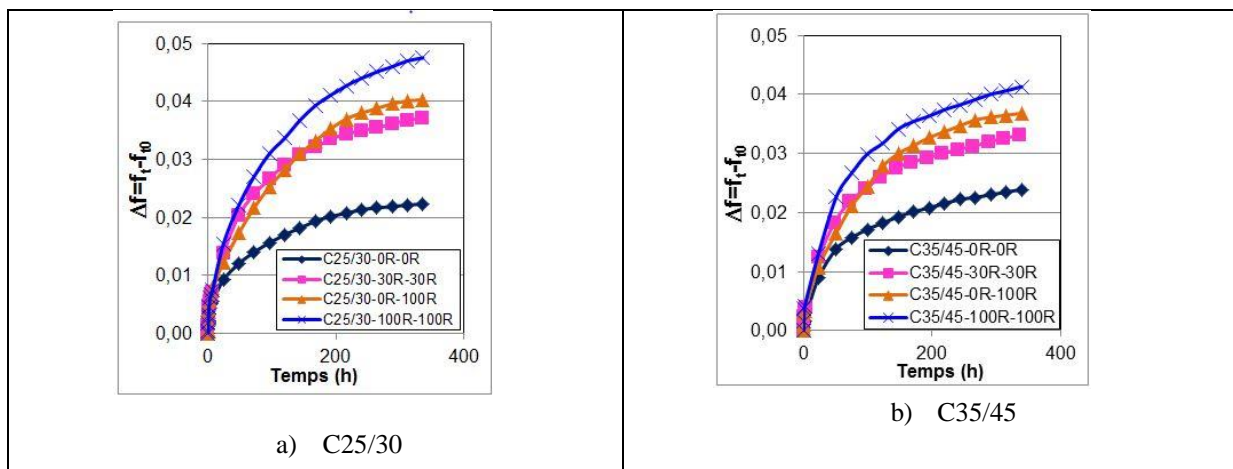
**Tableau 1.** Propriétés mécaniques des bétons à 28 jours.

Formulations	$\Gamma$	Résistance à la compression $f_{cm}$ (MPa)	Traction par fendage $f_{ctm}$ (MPa)	Module d'élasticité dynamique $E_d$ (GPa)
C25-0R-0R	0,0	33,8 $\pm$ 1,4	3,4 $\pm$ 0,24	39,9 $\pm$ 0,7
C25-0R-100R	0,3	33,5 $\pm$ 0,8	3,3 $\pm$ 0,16	34,2 $\pm$ 0,3
C25-30R-30R	0,5	32,5 $\pm$ 1,0	3,0 $\pm$ 0,18	33,7 $\pm$ 0,3
C25-100R-100R	1,0	28,6 $\pm$ 1,3	2,8 $\pm$ 0,18	30,6 $\pm$ 0,4
C35-0R-0R	0,0	38,6 $\pm$ 2,4	3,6 $\pm$ 0,15	41,2 $\pm$ 0,8
C35-0R-100R	0,3	40,2 $\pm$ 0,5	3,3 $\pm$ 0,16	37,0 $\pm$ 0,7
C35-30R-30R	0,5	39,1 $\pm$ 1,1	2,9 $\pm$ 0,07	34,9 $\pm$ 0,3
C35-100R-100R	1,0	35,7 $\pm$ 1,2	3,0 $\pm$ 0,1	32,7 $\pm$ 0,4

### 3. 2 Comportement différé de bétons des granulats recyclés

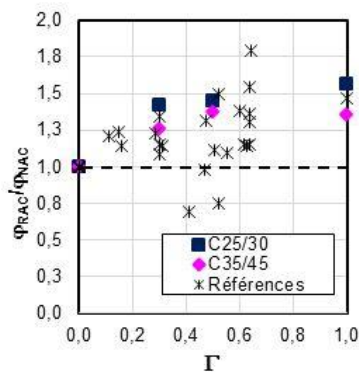
L'évolution de la flèche,  $\Delta f = f_t - f_{t_0}$ , pour les deux séries C25/30 et C35/45 est représentée sur la figure 1.  $f_t$  représente la flèche mesurée à l'instant t alors que  $f_{t_0}$  est la flèche élastique obtenue au moment de chargement. L'analyse des courbes montre que les formulations incorporant des granulats recyclés développent des flèches plus importantes que les formulations de référence. De plus, l'amplitude de la flèche est d'autant plus importante que le taux de substitution est élevé. Les résultats de ces essais sont en accord avec les travaux antérieurs disponibles dans les références bibliographiques [FAT11, DOM09, GUO17]. La cinétique accélérée des déformations du fluage en présence des granulats recyclés est due d'après Xiao et al. [XIA15] à la présence de l'ancien mortier attaché autour des grains naturels qui est caractérisé par un faible module d'élasticité, une porosité élevée et un réseau de fissures important dû au processus du concassage. La comparaison des cinétiques de fluage entre les deux séries du béton en fonction du taux de substitution montre que le fluage de la série C25/35 est plus important que celui de la série C35/45 lorsque les granulats recyclés sont employés. Les écarts pour chaque taux de substitution peuvent s'interpréter par la différence entre les paramètres de formulation conduisant à une porosité plus importante pour la série C25/30 par rapport à la série C35/45.

La figure 2 représente la variation du coefficient de fluage  $\phi(t, t_0)$  en fonction du taux de substitution massique,  $\Gamma$ , pour les bétons étudiés en plus de ceux retrouvés dans les références bibliographiques. Sur cette figure,  $\phi_{RAC}$  désigne le coefficient de fluage pour les bétons recyclés tandis que  $\phi_{NAC}$  définit celui des bétons formulés avec des granulats naturels. Par ailleurs, le paramètre  $\Gamma$  a été déterminé pour chaque matériau à partir des formulations fournies par les auteurs afin de permettre la comparaison d'une manière uniforme. Les résultats montrent que le rapport  $\phi_{RAC}/\phi_{NAC}$  est d'autant plus important que le taux de substitution  $\Gamma$  est élevé. En effet, le module élastique plus faible, les caractéristiques de l'ancien mortier attaché, et l'augmentation du volume de la pâte cimentaire pour maintenir la classe de résistance à la compression sont à l'origine de cette hausse.

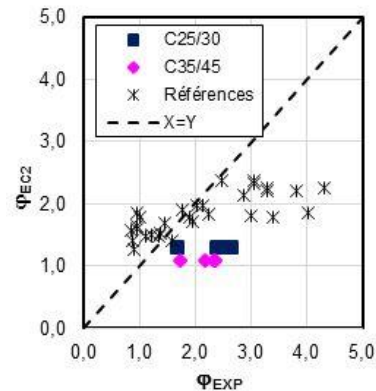


**Figure 1 :** Evolution de la flèche des bétons étudiés.

Le coefficient  $\varphi(t, t_0)$  qui représente le rapport entre la déformation de fluage,  $\varepsilon_{fl}$ , et la déformation élastique,  $\varepsilon_{el}$ , peut être prédit à l'aide des modèles simplifiés proposés par les normes de dimensionnement telles que l'EC2 [EUR04] et le CEB [CEB90]. Ces modèles estiment  $\varphi(t, t_0)$  en fonction des propriétés du matériau étudié, la taille de l'élément et des conditions environnementales. La comparaison entre les valeurs expérimentales et celles prédites par l'EC2 est illustrée sur la figure 3 où nous remarquons que la prédiction n'est pas suffisamment acceptable pour déterminer  $\varphi(t, t_0)$ . Cette conclusion peut être généralisée pour les valeurs calculées selon le modèle CEB-FIB. Par ailleurs, les modifications nécessaires pour tenir compte explicitement de la présence des granulats recyclés sont proposées pour les deux modèles.



**Figure 2 :** Variation du coefficient de fluage en fonction du taux de substitution.



**Figure 3 :** Comparaison entre les valeurs expérimentales et calculées du coefficient de fluage.

#### 4. Conclusions

La présente étude porte sur le comportement au fluage de 6 bétons à granulats recyclés correspondant à 2 classes de résistance C25/30 et C35/45. Les bétons ont été élaborés à partir de 2 formulations de référence en substituant partiellement ou entièrement les granulats naturels par des matériaux issus du recyclage des bétons. La campagne d'essais du fluage menée sur des poutres chargées en flexion trois points a indiqué que les déformations du fluage de dessiccation sont influencées par la présence des granulats recyclés et elles sont d'autant plus accentuées que le taux de remplacement est important. A partir des résultats du présent travail et des résultats disponibles dans la littérature, les relations analytiques développées pour prédire le coefficient de fluage du béton des granulats naturels ont été analysées en vue de leur application pour le béton des granulats recyclés. L'analyse a mis en évidence que ces relations ne sont pas adéquates pour le béton des granulats recyclés et les modifications nécessaires pour tenir compte de la présence des granulats recyclés sont proposées.

#### 5. Bibliographie

- [CEB90] CEB-FIP, Model Code, T. Telford, 1990: London.
- [DOM09] Domingo-Cabo, A., et al., Creep and shrinkage of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 2009. 23(7): p. 2545-2553.
- [EUR04] Eurocode2, Design of concrete structures\_Part 1-1 General rules and rules for buildings. 2004: Paris.
- [FAT11] Fathifazl, G., et al., Creep and drying shrinkage characteristics of concrete produced with coarse recycled concrete aggregate. *Cement and Concrete Composites*, 2011. 33(10): p. 1026-1037.
- [GUO17] Guo, M., Identifications expérimentale et numérique des micromécanismes liés à la rupture et au fluage dans le béton recyclé, in GeM. 2017, Ecole centrale de Nantes. p. 152.
- [OMA17] Omary, S., et al., Mix Design and Recycled Aggregates Effects on the Concrete's Properties 10.1007/s40999-017-0247-y. *International Journal of Civil Engineering*, 2017.
- [XIA15] Xiao, J., Y. Fan, and V.W.Y. Tam, On creep characteristics of cement paste, mortar and recycled aggregate concrete. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2015. 19(10): p. 1234-1252.

---

**Formulaire de candidature**  
**Prix Jeunes Chercheurs « René Houpert »**  
**RUGC18 du 20 au 22 Juin 2018**

<b>Prénom</b>	<b>Sophie</b>
<b>Nom</b>	<b>Claude</b>
<b>Directeur(s) de thèse</b>	<b>Gilles Escadeillas</b>
<b>Laboratoire d'accueil</b>	<b>LMDC</b>
<b>Ville (laboratoire)</b>	<b>Toulouse</b>
<b>Date de soutenance</b>	<b>8 mars 2018</b>
<b>Adresse mail</b>	<a href="mailto:sclaude@insa-toulouse.fr"><u>sclaude@insa-toulouse.fr</u></a>
<b>Titre de la thèse</b>	<b>Etude expérimentale et numérique de solutions basées sur les éco-matériaux pour la rénovation thermique du patrimoine bâti urbain</b>
<b>Résumé de la thèse (5 à 10 lignes)</b>	Concilier patrimoine et amélioration de la performance énergétique du bâti ancien est un défi pour de nombreux centres historiques. La Communauté d'Agglomération du Grand Cahors, qui finance ce travail de thèse, a souhaité s'attaquer à cette problématique en valorisant des isolants bio-sourcés. Le choix du matériau et du système d'isolation sont essentiels car ils influencent à la fois la performance hygrothermique de la paroi, la qualité de l'air intérieur, le coût et l'empreinte carbone de la rénovation. Dans cette étude, nous nous sommes focalisé sur la performance hygrothermique de la paroi afin d'assurer que la mise en place d'une isolation par l'intérieur ne soit pas source de dégradations futures de la paroi. Pour cela, nous avons confronté différents outils et méthodes tels que la caractérisation physique des matériaux, une instrumentation in-situ dans deux appartements du centre ancien de Cahors et des simulations hygrothermiques alliant différents outils numériques.

# Fiabilité fonctionnelle résiduelle d'un barrage atteint de réaction alcali-granulats

Ftatsi Mbetmi<sup>1,2</sup>, Guy-de-Patience, De Larrard<sup>1</sup> Thomas, Duprat<sup>1</sup> Frédéric

<sup>1</sup> Université de Toulouse, LMDC UPS/INSA, INSA, 135 avenue de Rangueil, 31077 Toulouse cedex, France

<sup>2</sup> Université de Ngaoundéré, LASE, IUT, B.P. 455, Ngaoundere, Cameroun

**RÉSUMÉ.** Cette étude propose d'utiliser le modèle microscopique de RAG développé au LMDC pour l'estimation de la fiabilité du barrage hydro-électrique de Song Loulou. Les modèles de substitution, basés sur des développements en chaos de polynômes des paramètres d'une sigmoïde, ont été constitués à plusieurs échelles, afin notamment de réduire les temps de calculs. A l'échelle de la structure, ils permettent d'obtenir les déplacements aux points d'intérêt, liés aux états limites de fonctionnement des évacuateurs de crue, et procéder ainsi à l'estimation de la fiabilité fonctionnelle résiduelle du barrage.

**ABSTRACT.** This study proposes to use the microscopic AAR model developed at the LMDC to estimate the reliability of the Song Loulou hydropower dam. Surrogate models, based on the polynomials chaos expansion of the parameters of a sigmoid, have been constituted at several scales, in particular to reduce the computation time. At the scale of the structure, they helped to obtain displacements at the points of interest, related to the operating limits states of the spillways, and thus to estimate the residual functional reliability of the dam.

**MOTS-CLÉS :** réaction alcali-granulat, barrage, modèle de substitution, fiabilité

**KEY WORDS:** alkali-aggregate reaction, dam, surrogate model, reliability

## 1. Introduction

La réaction alkali-granulats survient entre la solution interstitielle de la matrice cimentaire très fortement chargée en alcalins et des granulats contenant de la silice non ou mal cristallisée, et produit un gel d'alcali-silice susceptible d'absorber de l'eau (Dent Glasser et al. 1981; Poole 1992), dont le gonflement induit des déformations dans la structure jusqu'à des dommages importants (déplacements critiques, fissuration, etc.). La RAG a fait l'objet de nombreuses modélisations (Pan et al. 2012), dont celle développée au LMDC (Multon et al. 2009). Cette étude propose d'utiliser ce modèle pour l'estimation de la fiabilité du barrage hydro-électrique de Song Loulou, en considérant la défaillance relative au blocage de la vanne du barrage évacuateur de crues dû aux déplacements dans les piles suite au gonflement du béton atteint de RAG. Pour ce faire, une modélisation aux éléments finis est proposée pour le comportement mécanique macroscopique de la pile du barrage. En parallèle, une analyse de sensibilité est proposée pour le modèle microscopique de RAG par rapport au cas d'étude du béton de Song Loulou, puis un modèle de substitution est construit pour suppléer le modèle microscopique et être implémenté dans le calcul EF macroscopique du comportement de la pile. C'est sur la base de ces calculs macroscopiques qu'est étudiée la défaillance fonctionnelle du barrage.

## 2. Méthodologie

Cette méthodologie multi-échelle (**Figure 1**), de l'échelle d'un volume élémentaire représentatif à l'échelle d'un ouvrage, consiste à utiliser des modèles de substitution pour réduire considérablement les temps de calcul.

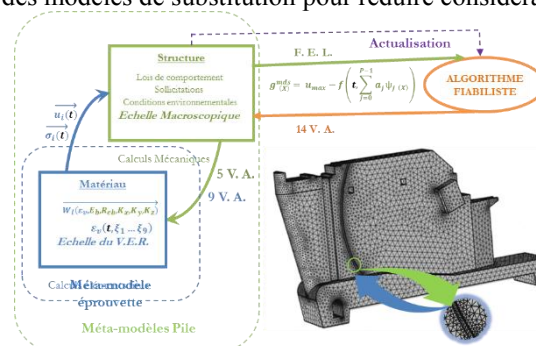
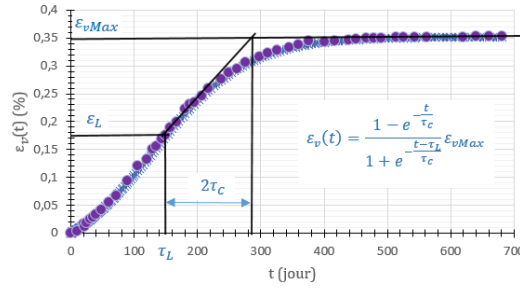


Figure 1. Détails de la méthodologie proposée

A l'échelle du VER, la réponse du modèle microscopique est substituée par une courbe de gonflement (**Figure 2**) dont les paramètres sont exprimés sous forme de chaos polynomial de Legendre d'ordre 3 fonction des 9 variables physiques de RAG (**Tableau 1**).



**Figure 2.** Détails de la méthodologie proposée

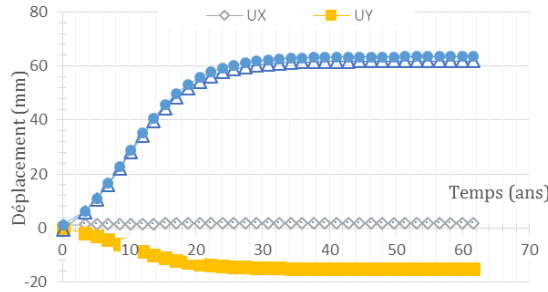
L'expression du modèle de substitution à l'échelle de l'éprouvette, basé sur des développements en chaos de polynômes, est donnée par les équations [1] et [2].

$$\varepsilon_v(t) = \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_C}}}{1 + e^{-\frac{t - \tau_L}{\tau_C}}} \varepsilon_{vMax} \quad [1]$$

$$\text{Avec} \begin{cases} \varepsilon_{vMax}(\xi) = a_0 + \sum_{i=1}^{219} a_i \cdot L_i(\xi) \\ \tau_C(\xi) = e^{\ln 10 \cdot (b_0 + \sum_{i=1}^{219} b_i \cdot L_i(\xi))} \\ \tau_L(\xi) = e^{\ln 10 \cdot (c_0 + \sum_{i=1}^{219} c_i \cdot L_i(\xi))} \end{cases}, \quad \xi_{j=1,2,\dots,9} = \frac{2X_j - X_{jmax} - X_{jmin}}{X_{jmax} - X_{jmin}} \quad [2]$$

où  $\xi_{j=1,2,\dots,9}$  sont les variables uniformes centrées réduites correspondant respectivement aux variables physiques  $X_{j(j=1,2,\dots,9)}$  ayant pour valeur minimale  $X_{jmin}$  et pour valeur maximale  $X_{jmax}$ .

L'anisotropie du gonflement est introduite via des fonctions poids (Saouma et al. 2006) appliquées dans les directions principales les plus contraintes, décrites pour une dizaine de configurations possibles. On peut alors se servir de ce modèle de substitution à l'échelle de la structure, pour des calculs déterministes aux nœuds d'une modélisation aux éléments finis, de déplacements induit par la RAG. La rapidité de ces calculs autorise, en des points d'intérêt (liés aux états limites considérés), la construction de modèles de substitution de grandeurs telles que le déplacement maximal. Un plan d'expérience numérique de 3000 cinétiques de déplacements au point critique a été pour cela construit à partir de simulations des 14 variables retenues. Les courbes typiques sont données sur la **Figure 3**.



**Figure 3.** Courbes des déplacements au point critique de la console d'une pile

Pour chacune des 3000 courbes correspondante à la norme du déplacement, nous avons déterminé le quadruplet  $(\|Uw\|_0, \|U\|_{Max}, \tau_C, \tau_L)$ , et nous nous sommes servis d'un algorithme classique de développement en chaos de polynômes de Legendre d'ordre 3, pour en calculer les 679 coefficients inconnus. L'expression du modèle de substitution permettant de calculer la norme du déplacement au point critique de la console d'une pile d'évacuateur de crues est donnée ci-après :

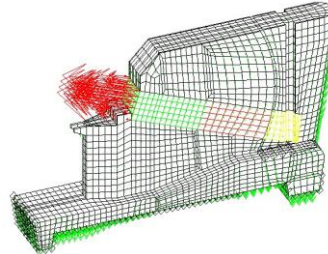
$$\|U\|(t) = \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_C}}}{1 + e^{-\frac{t - \tau_L}{\tau_C}}} (\|U\|_{Max} - \|U\|_0) + \|U\|_0 \quad [3]$$

$$\text{avec} \begin{cases} \|U\|_{Max}(\xi) = d_0 + \sum_{i=1}^{679} d_i \cdot L_i(\xi) \\ \tau_C(\xi) = e_0 + \sum_{i=1}^{679} e_i \cdot L_i(\xi) \\ \tau_L(\xi) = f_0 + \sum_{i=1}^{679} f_i \cdot L_i(\xi) \\ \|U\|_0(\xi) = g_0 + \sum_{i=1}^{679} g_i \cdot L_i(\xi) \end{cases} \quad [4]$$

Ces méta-modèles à l'échelle de la structure permettent d'avoir une fonction d'état limite explicite et rapide à calculer, et ainsi de procéder à une analyse fiabiliste.

### 3. Application au cas du barrage de Song Loulou

La géométrie et les conditions de chargement utilisées dans la modélisation aux éléments finis d'une pile d'évacuateur de crues du barrage de Song Loulou sont données sur la **Figure 4**. Le parallélépipède circonscrit à la pile fait 8,5m de large, 52m de long, et une hauteur de 26m.



**Figure 4.** Pile de l'évacuateur de crues de Song Loulou

Les surfaces de la pile en contact avec la fondation sont bloquées. Les déplacements en X des surfaces latérales des semelles de la pile sont bloqués. Le béton est supposé avoir un comportement mécanique isotrope. L'anisotropie induite par les contraintes principales étant prise en compte par les fonctions poids présentées précédemment. La pression exercée sur les vannes et reprise par les tirants est supposée constante de l'ordre de 1 MPa (en rouge sur la **Figure 4**, équivalente à une force de 29 MN par vanne). Cela correspond à la hauteur d'eau maximale, ce qui apporte du conservatisme au résultat. Par ailleurs le seuil de déplacement maximal a été fixé à 70 mm, ce qui renforce ce conservatisme. Les résultats obtenus en utilisant la méthode FORM sont présentés dans le **Tableau 2** et le **Tableau 3**.

V.A.	Description	Plage	Loi de probabilité
$X_1$	Diamètre max. de la plus grande classe granulaire (mm)	60 à 125	$N(\mu = 92.5, \sigma = 10.8)$
$X_2$	Concentration volumique de granulat par $m^3$ de béton	0.6 à 0.75	$U(\mu = 0.675, \sigma = 0.043)$
$X_3$	Fraction de la plus petite classe granulaire	0.25 à 0.55	$N(\mu = 0.4, \sigma = 0.05)$
$X_4$	Concentration initiale d'alcalin ( $mol/m^3$ )	220 à 250	$N(\mu = 235, \sigma = 5)$
$X_5$	Porosité du mortier	0.16 à 0.3	$LN(\mu = -1.47, \sigma = 0.1)$
$X_6$	Distance de migration du gel ( $\mu m$ )	1 à 10	$U(\mu = 5.5, \sigma = 2.6)$
$X_7$	Volume molaire du gel crée ( $m^3/mol$ )	$1,4.10^{-5}$ à $1,6.10^{-5}$	$U(\mu = 1,5.10^{-5}, \sigma = 5,77.10^{-7})$
$X_8$	Nombre de mole de Na réagissant avec 1 mole de Si	0.39 à 0.42	$LN(\mu = -0.9, \sigma = 0.02)$
$X_9$	Coefficient de fixation des alcalins (1/s)	$-5.10^{-9}$ à $-1.10^{-9}$	$-LN(\mu = 19.7, \sigma = 0.37)$
$X_{10}$	Module élastique du béton (MPa)	10 à 20	$N(\mu = 15, \sigma = 1.67)$
$X_{11}$	Résistance en compression (MPa)	15 à 25	$N(\mu = 20, \sigma = 1.67)$
$X_{12}$	Facteur multiplicateur des X	0.95 à 1.05	$N(\mu = 1, \sigma = 0.0167)$
$X_{13}$	Facteur multiplicateur des Y	0.9 à 1.1	$N(\mu = 1, \sigma = 0.033)$
$X_{14}$	Facteur multiplicateur des Z	0.9 à 1.1	$N(\mu = 1, \sigma = 0.033)$

**Tableau 1.** Variables aléatoires

Temps (ans)	$\beta$	$P_f = \Phi(-\beta)$
20	1.1632	12,2 %
50	0.91885	17,9 %

**Tableau 2.** Indice de fiabilité

Les coordonnées des points de défaillance dans l'espace standard permettent de connaître le rôle des variables joué dans l'atteinte de la défaillance : celles qui y contribuent (rôle S) ont une coordonnée positive, a contrario pour celles qui s'y opposent (rôle R). Parallèlement, les facteurs d'importance des variables sont portés dans les diagrammes de la **Figure 5**.

On peut constater que la concentration initiale d'alcalins et le volume molaire de gel sont les variables qui contribuent le plus à la défaillance. La concentration volumique de granulat, la fraction de la plus petite classe de



granulat, la porosité du mortier, la quantité de calcium réactif par mole de silice et la distance de migration du gel dans les petits granulats sont les variables principales qui contribuent à prévenir la défaillance. L'incidence des variables n'est pas identique avec l'échéance considérée. On note en particulier, de 20 ans à 50 ans, une déprise de la porosité du mortier au profit de la concentration volumique de granulats et de la fraction de la plus petite classe de granulat.

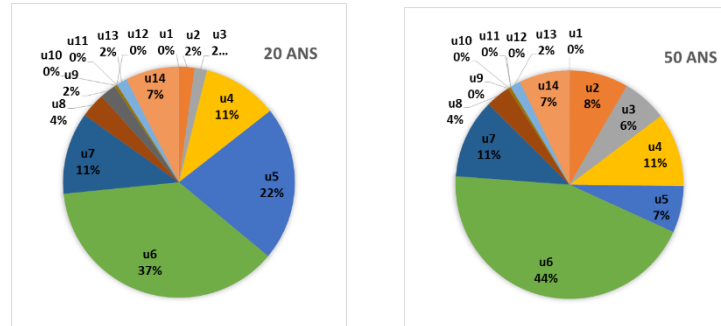


Figure 5. Facteurs d'importance

Temps	$u_1^*$	$u_2^*$	$u_3^*$	$u_4^*$	$u_5^*$	$u_6^*$	$u_7^*$	$u_8^*$	$u_9^*$	$u_{10}^*$	$u_{11}^*$	$u_{12}^*$	$u_{13}^*$	$u_{14}^*$
20 ans	9,87E-03	-1,71E-01	-1,53E-01	3,77E-01	-5,41E-01	-7,11E-01	3,94E-01	-2,17E-01	-1,75E-01	7,27E-02	-5,49E-03	-6,81E-05	1,43E-01	3,18E-01
	S	R	R	S	R	R	S	R	R	S	R	R	S	S
50 ans	2,05E-02	-2,65E-01	-2,32E-01	2,97E-01	-2,36E-01	-6,12E-01	3,08E-01	-1,72E-01	3,69E-03	5,87E-02	-4,33E-03	-8,58E-04	1,12E-01	2,46E-01
	S	R	R	S	R	R	S	R	S	S	R	R	S	S

Tableau 3. Indice de fiabilité

#### 4. Conclusion

L'incidence de la RAG sur le comportement et la sécurité des barrages est questionnée depuis des décennies, mais n'avait pas fait l'objet d'approches probabilistes significatives, à tout le moins quant à la fiabilité fonctionnelle des évacuateurs de crue. La méthodologie que nous avons développée a permis de contribuer à combler cette lacune. La méthodologie s'appuie sur l'emploi successif de quatre modèles de substitution, l'un permettant de connaître en fonction du temps le gonflement isotrope du gel siliceux-alcalin à l'échelle du VER, à partir d'un modèle de RAG développé au LMDC, les trois autres donnant les déplacements dans les trois dimensions du point de déplacement maximal situé sur l'engravure de manœuvre de la vanne. Le modèle de comportement de la pile d'évacuateur tient compte de l'anisotropie de gonflement. Le critère de défaillance retenu est relatif à une valeur seuil de la norme du déplacement maximal. L'approche probabiliste permet alors d'identifier les variables les plus influentes vis-à-vis du blocage de la vanne, et ouvre la porte vers l'utilisation de ses résultats dans maintenance des ces ouvrages.

#### 5. Bibliographie

- Dent Glasser, L. S. and Kataoka, N. (1981) 'The chemistry of "alkali-aggregate" reaction', Cement and Concrete Research, 11(1), pp. 1–9. doi: 10.1016/0008-8846(81)90003-X.
- Larive, C. (1997) Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Available at: <http://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00520676/>.
- Multon, S., Sellier, A. and Cyr, M. (2009) 'Chemo-mechanical modeling for prediction of alkali silica reaction (ASR) expansion', Cement and Concrete Research, 39(6), pp. 490–500. doi: 10.1016/j.cemconres.2009.03.007.
- Pan, J. W. et al. (2012) 'Modeling of alkali-silica reaction in concrete: a review', Frontiers of Structural and Civil Engineering, 6(1), pp. 1–18. doi: 10.1007/s11709-012-0141-2.
- Poole, A. B. (1992) 'Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion', in 9th International Conference on Alkal-Aggregate Reaction, pp. 782–789.
- Saouma, V. and Perotti, L. (2006) 'Constitutive Model for Alkali-Aggregate Reactions', ACI Materials Journal, 103(3)

---

# Influence des caractéristiques intrinsèques et environnementales sur l'endommagement des pierres de construction par cycles de gel-dégel

Martin Vigroux<sup>1,\*</sup>, Javad Eslami<sup>1</sup>, Anne-Lise Beaucour<sup>1</sup>, Ann Bourgès<sup>2,3</sup>, Albert Noumowé<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Cergy-Pontoise, Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil, EA4114, F-95000 Cergy-Pontoise, France

<sup>2</sup> Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques, Ministère de la Culture et de la Communication, 29 rue de Paris, 77420 Champs-sur-Marne, France

<sup>3</sup> Sorbonne Universités, Centre de Recherche sur la conservation (CRC, USR 3224), Muséum national d'Histoire naturelle, Ministère de la Culture et de la Communication, CNRS, CP21, 36 rue Geoffroy-Saint-Hilaire, 75005 Paris, France

\* Corresponding author : [martin.vigroux@u-cergy.fr](mailto:martin.vigroux@u-cergy.fr)

---

**RÉSUMÉ.** L'objectif de ces travaux de recherche est d'approfondir la compréhension des mécanismes de dégradation des pierres de construction, utilisées dans le patrimoine bâti, vis-à-vis d'une sollicitation cyclique de gel-dégel. Ainsi, sept pierres de nature minéralogique différente et présentant des propriétés physico-mécaniques variées sont soumises à un vieillissement accéléré. L'évolution de l'endommagement au cours de ces cycles est assurée à travers la mesure de différents paramètres : vitesse des ondes P, résistance en compression et traction, module d'Young, porosité, ténacité. Par ailleurs, le comportement thermomécanique est également étudié par des mesures de déformations et de gradients thermiques. Les premiers résultats permettent d'établir que la vitesse des ondes P, peut être considérée comme étant le paramètre matériau traduisant le mieux l'endommagement subi. De plus, il apparaît clairement que le degré de saturation en eau joue un rôle prépondérant sur l'altération engendrée, et qu'il existe une valeur critique, pouvant être définie pour chaque type de pierre.

**ABSTRACT.** The aim of these research works consists in improving the understanding of the damage mechanisms of built heritage stones subjected to freeze-thaw cycles. Thus, seven stones with different mineralogy and various physico-mechanical properties undergo an accelerated ageing. The damage evolution during these cycles is followed through measurement of several parameters : P-wave velocity, compressive and tensile strength, Young modulus, total water porosity and toughness. Besides, thermo-mechanical behaviour is also studied through strain and thermal gradient monitoring. The first results indicate that P-wave velocity can be considered as being the material parameter that best reflects the decay. Moreover, it appears distinctly that the initial water degree of saturation is a key factor on the damage evolution, and it exists a critical threshold that can be defined for each type of stone.

**MOTS-CLÉS :** pierre, altération par gel-dégel, suivi de l'endommagement, saturation critique en eau, fissuration

**KEY WORDS :** stone, frost weathering, decay evolution, critical water saturation, cracking

---

## 1. Introduction

Afin de préserver et conserver le patrimoine bâti durablement, il convient de connaître et comprendre les mécanismes de dégradation des pierres de construction. Sous l'action de conditions environnementales sévères, les matériaux de construction subissent une modification de leur microstructure et de leurs propriétés physiques. Il peut alors s'en suivre une altération de leur comportement mécanique en déformation et rupture. De nombreux auteurs [BEC 06; BOU 06; SAA 11] ont étudié les évolutions des propriétés physico-chimiques et des propriétés de transfert des pierres après altération. Cependant, l'endommagement mécanique et l'influence de la microstructure sur la cinétique d'altération sont toutefois peu pris en compte [WAL 15]. Des travaux précédents [CHE 04; WAL 15] ont déjà montré que l'influence du degré de saturation sur la résistance au gel-dégel des pierres est étroitement liée à la distribution porale et à la compacité des pierres. Ainsi, cette présente étude tend à établir des corrélations entre différentes propriétés des pierres à l'état sain, avec la cinétique d'altération engendrée par des cycles de gel-dégel mais aussi à mettre en avant l'existence d'un degré de saturation critique propre à chaque type de pierre.

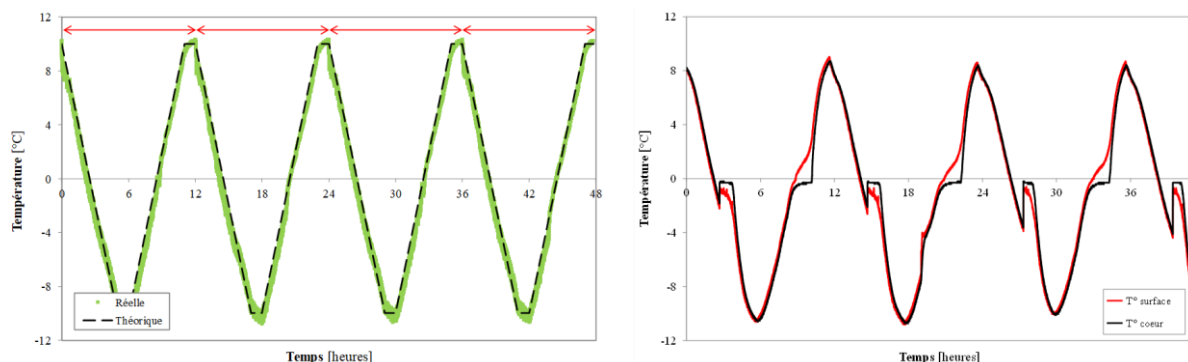
## 2. Matériaux et démarche expérimentale

### 2.1. Pierres de l'étude

Les pierres sélectionnées pour cette étude se composent en un grès des Vosges (GR) et six calcaires : Massangis (MA), Euville (EUV), Migné (MI), Saint-Maximin (MX), Savonnières (SA) et Lens (LS). Ces matériaux, provenant de diverses régions en France, sont largement utilisés comme matériaux de construction dans le patrimoine bâti. Le choix de telles pierres permet de balayer une large gamme de porosité, microstructure et propriétés mécaniques, permettant ainsi de définir quels sont les paramètres ayant une influence prépondérante vis-à-vis de l'altération par cycles de gel-dégel.

### 2.2. Procédure expérimentale détaillée

La procédure expérimentale de vieillissement thermo-hydrrique par gel-dégel a été réalisée en se basant sur la norme NF EN 1237. Ainsi, des échantillons cylindriques de dimensions 40 x 80 mm, carottés de façon perpendiculaire au litage, ont été soumis à des cycles alternant des phases de gel ( $-10^{\circ}\text{C}$ ) et dégel ( $10^{\circ}\text{C}$ ) à une vitesse de  $4^{\circ}\text{C}/\text{h}$ , avec un maintien d'une heure à chaque palier. Il a été démontré [WAL 15] que le placement des échantillons dans des sacs plastiques étanches permet de conserver totalement le degré de saturation en eau initial. Le degré de saturation en eau en conditions naturelles est choisi comme la saturation de référence pour les différentes pierres. De plus, des saturations supérieures ou inférieures, sont aussi appliquées dans le but de mettre en avant l'influence de ce facteur environnemental sur l'évolution de l'endommagement par gel-dégel, mais aussi de définir une saturation critique, et de la relier aux propriétés physico-mécaniques initiales. Pour six échéances, au cours des cycles de gel-dégel, les propriétés physiques et mécaniques des pierres (résistance en compression, résistance en traction, ténacité) sont évaluées. L'évolution de l'endommagement est alors traduite à travers la variation de ces précédents paramètres. Par ailleurs, le suivi de déformation mais aussi de température tout au long des cycles, est assuré à l'aide de jauges de déformations et de thermocouples.



**Figure 1.** Températures réelle et théorique de cycles de gel-dégel (a) et température en surface et au cœur d'échantillons au cours de cycles de gel-dégel (b)

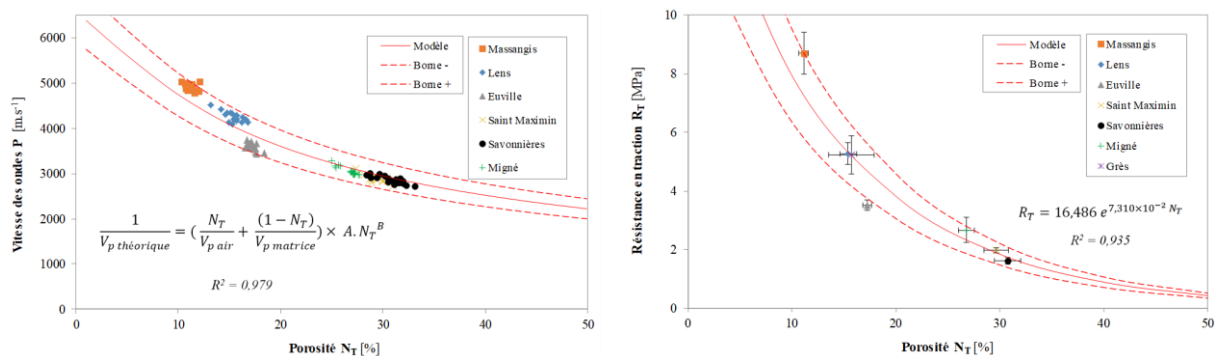
### 3. Résultats

#### 3.1. Caractérisation à l'état sain

Ces différentes pierres possèdent des propriétés physiques, mécaniques et microstructurales variées. Le tableau 1 regroupe les principales caractéristiques des pierres à l'état sain. Ainsi, les pierres de Savonnières, Saint Maximin et Migné présentent des caractéristiques similaires : une porosité élevée supérieure à 25%, s'accompagnant de résistances mécaniques faibles et ayant des propriétés de transfert hydrique importantes. Le grès des Vosges et les calcaires d'Euville et Lens sont quant à eux, moins poreux, de l'ordre de 15%, mais présentent des disparités au niveau des résistances mécaniques ( $R_C$  située entre 20 et 45 MPa). Au contraire, la pierre de Massangis, avec la porosité la plus faible, est la pierre la plus résistante mécaniquement. Des corrélations significatives sont établies entre ces différents paramètres : les figures 2(a) et 2(b) proposent une relation entre la porosité, la vitesse des ondes P et la résistance en traction.

Nom	Code	[%]	[%]	[%]	[g/m.s <sup>-1/2</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[m.s <sup>-1</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]
		$N_T$	$N_{48}$	$S_{48}$	C	$R_C$	$R_T$	$E_{stat}$	$V_{P\ sec}$	$K_{eau}$
Massangis	MA	11,15	9,30	83	22,69	74,45	8,70	47,55	4912	$8,9 \times 10^{-18}$
Lens	LS	15,42	13,74	89	48,19	27,46	5,28	37,47	4247	$5,0 \times 10^{-16}$
Grès des Vosges	GR	15,73	9,69	62	54,98	46,84	5,23	25,94	3112	$4,1 \times 10^{-14}$
Euville	EUV	17,21	10,04	58	114,82	19,95	3,52	20,44	3590	$1,3 \times 10^{-15}$
Migné	MI	26,76	25,92	97	300,06	20,12	2,67	15,35	3053	$5,4 \times 10^{-15}$
Saint Maximin	MX	29,66	23,93	81	243,85	15,48	1,99	13,64	2873	$5,5 \times 10^{-13}$
Savonnières	SA	30,73	19,23	63	92,47	9,40	1,63	14,57	2871	$1,4 \times 10^{-14}$

**Tableau 1.** Récapitulatif des propriétés physico-mécaniques des pierres à l'état sain ( $N_T$  : porosité totale à l'eau ;  $N_{48}$  : porosité à 48 heures ;  $S_{48}$  : degré de saturation en eau ; C : coefficient de capillarité ;  $R_C$  : résistance en compression ;  $R_T$  : résistance en traction ;  $E_{stat}$  : module d'Young statique ;  $V_{P\ sec}$  : vitesse des ondes P mesurée à l'état se ;  $K_{eau}$  : perméabilité à l'eau)

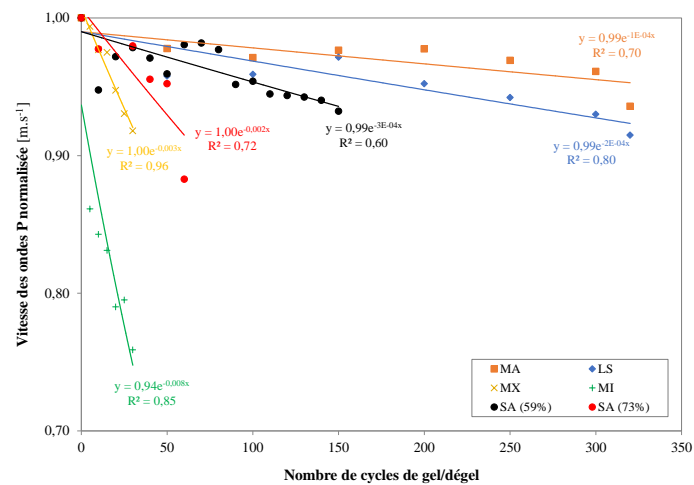


**Figure 2.** Evolution de la vitesse des ondes P (a) et de la résistance en traction (b) en fonction de la porosité

#### 3.2. Caractérisation des échantillons altérés et évaluation de l'endommagement

La figure 3 montre l'évolution de la vitesse des ondes P normalisée en fonction du nombre de cycles de gel-dégel. Ces premiers résultats obtenus avec des pierres immergées pendant 48 heures seront complétés par d'autres degrés de saturation. D'une manière générale, toutes les pierres présentent une perte par rapport à leur valeur initiale, ce qui témoigne d'une modification de la microstructure avec la formation de microfissures, ou bien de l'ouverture de fissures préexistantes du matériau. Cependant, la perte relative est différente selon la pierre : la vitesse des ondes P de la pierre de Migné décroît d'environ 25% après 35 cycles, tandis que celles des pierres de Massangis et Lens ne présentent qu'une légère diminution d'environ 10% après plus de 300 cycles.

Les paramètres prépondérants sont la porosité à 48h plutôt que la porosité totale et les propriétés de rupture en traction plutôt qu'en compression. L'analyse du cas de la pierre de Savonnières qui est saturée après immersion pendant 48 heures (SA 59%), mais aussi à un degré de saturation plus élevé (SA 73%), met en évidence l'influence du degré de saturation en eau sur l'intensité de l'endommagement. Par contre, le degré de saturation « critique » varie d'une pierre à l'autre.



**Figure 3.** Evolution de la vitesse des ondes P normalisée en fonction du nombre de cycles de gel-dégel

#### 4. Conclusion

Ces travaux de recherche ont permis une meilleure compréhension des mécanismes de l'altération de diverses pierres de construction soumises à des cycles de gel-dégel :

- L'évolution de certains paramètres physico-mécaniques renseignent sur l'état d'endommagement du matériau : la vitesse des ondes P semble être celui qui traduit au mieux l'altération tout au long des cycles de sollicitation ;
- La résistance d'une pierre au gel-dégel est liée à ses propriétés physico-mécaniques et sa microstructure initiales, mais aussi à un facteur externe, dicté par les conditions environnementales : le degré de saturation en eau du matériau. De plus, il existe une valeur critique de ce paramètre, propre à chaque pierre qui sera identifiée à travers des essais réalisés actuellement ;
- La cinétique d'endommagement au gel-dégel peut être corrélée de façon significative avec certaines propriétés initiales du matériau.

#### 5. Bibliographie

- [AFN 10] AFNOR, NF EN 12371, Méthode d'essais pour pierres naturelles : détermination de la résistance au gel, 2010
- [BEC 06] BECK, K., Étude des propriétés hydriques et des mécanismes d'altération de pierres calcaires à forte porosité, Thèse de doctorat, Université d'Orléans, 2006
- [BOU 06] BOURGÈS, A., Holistic correlation of physical and mechanical properties of selected natural stones for assessing durability and weathering in the natural environment, Thèse de doctorat, LMU München, 2006
- [CHE 04] CHEN, T.C., YEUNG, M.R., and MORI, N., "Effect of water saturation on deterioration of welded tuff due to freeze-thaw action." *Cold Regions Science and Technology* 38:127-36, 2004
- [SAA 11] SAAD, A., Influence du changement climatique et des conditions extrêmes sur les massifs fracturés : rôle des fluides dans leur processus d'altération, Thèse de doctorat, Université Paris-Est, 2011
- [WAL 15] WALBERT, C., Endommagement par le gel de pierres calcaires utilisées dans le patrimoine bâti : étude du comportement hydromécanique, Thèse de doctorat, Université de Cergy-Pontoise, 2015

---

# Mesure du retrait au coeur d'un béton avec un capteur de déformation 3D

**Yann Lecieux<sup>1</sup>, Emmanuel Rozière<sup>2</sup>, Cyril Lupi<sup>1</sup>, Dominique Leduc<sup>1</sup>, Marc L. M. François<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Laboratoire GeM (UMR 6183), Université de Nantes, 2, rue de la Houssinière, 44322 Nantes Cedex 3 (France)  
yann.lecieux@univ-nantes.fr

<sup>2</sup> Laboratoire GeM (UMR 6183), École Centrale Nantes, 1 Rue de la Noë, 44300 Nantes (France)

---

*RÉSUMÉ.* Un capteur 3D basé sur le modèle d'Eshelby et récemment décrit dans [FRA 17] a été coulé dans une éprouvette en béton pour mesurer les déformations en son cœur. Le dispositif de mesure est constitué de capteurs unidirectionnels à réseaux de Bragg assemblés au sein d'un corps d'épreuve métallique de forme sphérique. Il a été utilisé pour mesurer le retrait endogène et de dessiccation du matériau ainsi que lors d'un test de compression. Cet essai a permis d'évaluer les performances du capteur 3D par comparaison avec les déformations fournies par des jauges de déformations résistives collées à la surface d'une éprouvette. Les résultats de suivi du retrait ont montré une influence significative de la température sur l'évolution de la contrainte, en accord avec les connaissances existantes sur les phénomènes de fissuration au jeune âge. Pendant le séchage, les mesures fournies par les capteurs LVDT externes et le capteur 3D interne étaient en accord à part lors des premiers jours. En conséquence, ce nouveau capteur 3D peut être utilisé pour mesurer des profils de déformation en laboratoire ou pour la surveillance in-situ à long terme du comportement des matériaux ou des structures.

*ABSTRACT.* A 3D sensor based on the Eshelby's model and recently described in [FRA 17] was poured into a concrete specimen to measure the strain within material. The measuring device consists of unidirectional Bragg gratings sensors assembled within a steel sphere. It was used to monitor concrete shrinkage within concrete in sealed then drying conditions as well as during a compression test. This test made it possible to assess the performance of the 3D sensor by comparison with the strains provided by resistive deformation gages glued on the surface of a specimen. The results of shrinkage monitoring showed a significant influence of temperature on the strain evolution and were consistent with existing knowledge on early-age cracking phenomena. In drying conditions measurements provided by external LVDT sensors and internal 3D sensor were in good agreement except for the first days. As a consequence the new 3D sensor can be used to investigate stress or strain profiles at laboratory scale as well as to monitor the long-term behavior of structural materials.

*MOTS-CLÉS :* Capteur noyé, Réseaux de Bragg, Eshelby, Retrait, SHM, Béton

*KEYWORDS:* Embedded Sensors, Braggs gratings, Eshelby, Shrinkage, SHM, Concrete

---



## 1. Introduction

Le contrôle de santé des structures ou Structural Health Monitoring (SHM) vise la détermination des paramètres physiques d'un ouvrage à partir de capteurs répartis en des points critiques de la structure. La chaîne de mesure a souvent pour objectif de surveiller les déformations de la structure d'étude. De nombreuses technologies ont été développées en ce sens et la plupart d'entre-elles sont maintenant disponibles commercialement. On peut citer en exemple les cordes vibrantes, les jauges de déformations résistives, ou les capteurs à fibre optique à réseaux de Bragg. Ces composants sont des capteurs unidirectionnel susceptibles pour certain d'être noyés à cœur du béton. Ils peuvent également être collés sur une paroi de la structure et associés sous forme de rosettes, pour la mesure du champ de déformation sur la surface, qui est généralement l'emplacement pour lequel les contraintes sont les plus élevées. Dans certains cas toutefois, cette information n'est pas suffisante. Le retrait est un exemple. Il est susceptible d'induire un état de déformation 3D et des profils de contraintes complexes, d'où la nécessité d'utiliser un capteur multidirectionnel noyé dans la structure. En effet, il s'avère généralement difficile d'évaluer la contrainte résiduelle réelle à un point donné et dans une direction particulière à partir d'une information parcellaire. Le capteur de contrainte 3D développé par [FRA 17] permet la mesure de l'ensemble des composantes du tenseur de déformation à cœur de la structure. Il est basé sur la théorie d'Eshelby [Esh 57] qui propose un cadre théorique complet permettant d'évaluer les déformations du béton à partir des déformations mesurées par les capteurs unidirectionnels assemblés au sein d'un corps d'épreuve métallique. La forme sphérique de ce dernier induit une concentration de contrainte minimale dans la matrice et la relation analytique d'Eshelby permet de retrouver l'état de contrainte (ou de déformation) qui existerait dans la matrice en l'absence du capteur. La méthode est appropriée à l'étude des déformations liées à l'évolution du béton, notamment le retrait endogène (y compris les effets de la température) et le séchage. L'étude expérimentale présentée ici vise à observer le retrait d'un béton haute performance à l'aide d'un capteur 3D sphérique noyé dans une éprouvette cylindrique lors de sa fabrication. L'analyse des composantes du tenseur de déformation mesurées au sein du capteur 3D associé à la mesure des propriétés élastiques du béton permettent de calculer les déformations axiales et radiales dans l'éprouvette lors des essais de compression et pendant le suivi du retrait. Ces déformations sont corrélées avec l'évolution de la température et des propriétés du béton puis comparées à des mesures externes.

## 2. Application du modèle d'inclusion d'Eshelby à la mesure de déformation

Les travaux d'Eshelby [Esh 57] concernent le problème d'une inclusion élastique ellipsoïdale placée à l'intérieur d'une matrice infinie homogène chargée uniformément à l'infini. Cette théorie s'applique à la mesure de déformation si l'on considère la forme sphérique du capteur (l'inclusion) et que l'on suppose que l'échantillon (la matrice) est suffisamment grand par rapport au capteur (voir figure ref fig :1 a). Eshelby démontre que la déformation à l'intérieur de l'inclusion  $\mathbf{E}$  est homogène et liée à la déformation de la matrice à l'infini  $\mathbf{E}_0$  comme suit [FRA 17] :

$$(\mathbb{I} + \mathbb{S}_0 : \mathbb{C}_0^{-1} : (\mathbb{C} - \mathbb{C}_0)) : \mathbf{E} = \mathbf{E}_0 + \mathbb{S}_0 : \mathbb{C}_0^{-1} : (\mathbb{C} : \mathbf{E}^f - \mathbb{C}_0 : \mathbf{E}_0^f) \quad (1)$$

où  $\mathbf{E}^f$  et  $\mathbf{E}_0^f$  désignent la déformation libre (déformation sans contrainte) de l'inclusion et de la matrice,  $\mathbb{C}$  et  $\mathbb{C}_0$  sont les tenseurs de Hooke,  $\mathbb{I}$  le tenseur d'identité du quatrième ordre, ":" désigne le produit doublement contracté et  $\mathbb{S}_0$  le tenseur d'Eshelby, soit :

$$\mathbb{C} = 3K\mathbb{P}^H + 2\mu\mathbb{P}^D, \quad \mathbb{C}_0 = 3K_0\mathbb{P}^H + 2\mu_0\mathbb{P}^D, \quad \mathbb{S}_0 = \frac{3K_0}{3K_0 + 4\mu_0}\mathbb{P}^H + \frac{6}{5}\frac{K_0 + 2\mu_0}{3K_0 + 4\mu_0}\mathbb{P}^D \quad (2)$$

$K_0, \mu_0, K, \mu$  désignent respectivement les modules de compressibilité et de cisaillement de la matrice et de l'inclusion.  $\mathbb{P}^H$  et  $\mathbb{P}^D$  sont respectivement les projecteurs hydrostatiques et déviatoriques calculés par :

$$\mathbb{P}^H = \mathbf{I} \otimes \mathbf{I}, \quad \mathbb{P}^D = \mathbb{I} - \mathbb{P}^H \quad (3)$$

Les déformations libres dans le béton, sont dues à la fois à la dilatation thermique et aux effets de retrait que l'on cherche à mesurer. Pour les cas tests considérés, on suppose que le tenseur de déformation ( $\mathbf{E}_0$  pour la compression et  $\mathbf{E}_0^f$  lors du retrait) est isotrope transverse. Si l'on définit  $\vec{e}_3$  comme étant l'axe de l'échantillon cylindrique, le tenseur de déformation dans le béton  $\mathbf{E}_0$  et le tenseur des déformations libres  $\mathbf{E}_0^f$  s'écrivent :

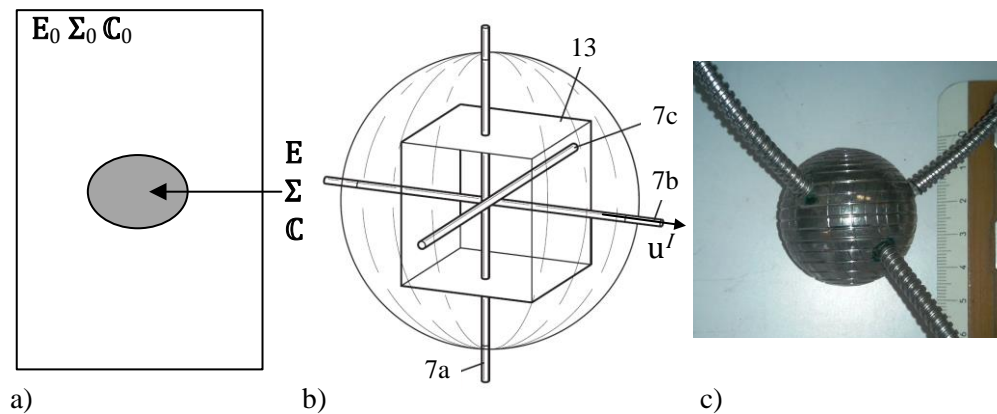
$$\mathbf{E}_0^f = \begin{bmatrix} \alpha_0 \Delta T + s_r(t) & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_0 \Delta T + s_r(t) & 0 \\ 0 & 0 & \alpha_0 \Delta T + s_a(t) \end{bmatrix}, \quad \mathbf{E}_0 = \begin{bmatrix} e_{r0} & 0 & 0 \\ 0 & e_{r0} & 0 \\ 0 & 0 & e_{a0} \end{bmatrix} \quad (4)$$

où  $(\alpha, \alpha_0)$  sont les coefficients de dilatation thermique de l'inclusion et de la matrice,  $\Delta T(t)$  est la variation de température et  $s_r(t), s_a(t)$  sont les fonctions de retrait que l'on cherche à déterminer. La détermination des composantes du tenseur de déformations ne nécessite qu'une mesure axiale et une mesure radiale du fait de l'isotropie transverse. Ainsi, seulement deux mesures de déformations sont nécessaires (soit un corps d'éprouve doté uniquement d'un réseau de Bragg axial et radial) et non six pour un cas de chargement quelconque. A partir de la relation 1, il est possible de calculer les fonctions de retrait  $s_r(t), s_a(t)$  en supposant que le chargement à l'infini est nul. On peut alors écrire que la contrainte dans la matrice  $\Sigma_0 = \mathbb{C}_0 : (\mathbf{E}_0 - \mathbf{E}_0^f)$  est nulle, soit  $\mathbf{E}_0 = \mathbf{E}_0^f$ . Pour la compression, après une calibration du capteur, on suppose que la température est constante, soit  $\mathbf{E}^f = \mathbf{E}_0^f = 0$ .

### 3. Matériels et méthodes

#### 3.1. Le capteur 3D

Le prototype utilisé dans cette étude est une sphère de 19 mm de rayon (voir 1 c). Il a été réalisé en acier en raison de la compatibilité de ce matériau avec le béton en termes de propriétés chimiques, élastiques et thermiques. Le capteur 3D comprend trois capteurs unidirectionnels : la mesure de l'état de déformation dans la sphère est effectuée avec des jauges de déformation optiques. Un capteur est utilisé pour mesurer la déformation axiale (7a sur la figure 1 b), le second est utilisé pour mesurer la déformation radiale (7b sur la figure 1 b) et le troisième est un capteur de température (7c sur la figure 1 b).



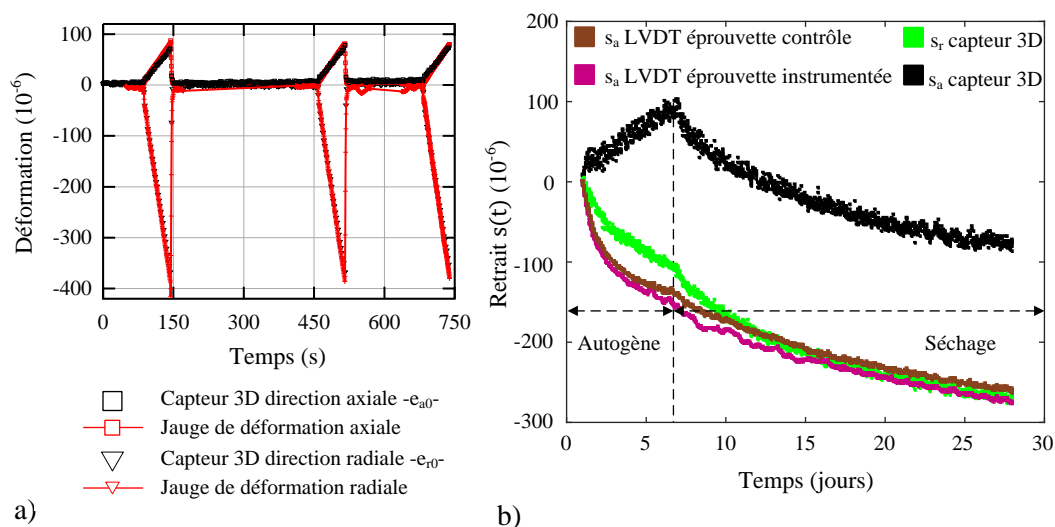
**Figure 1.** a) Inclusion dans un milieu homogène élastique, b) Schéma de principe du capteur 3D, c) Prototype en acier

#### 3.2. Protocole d'essais

Deux éprouvettes cylindriques ont été testées lors des essais de retrait ( $16 \times 32$  cm). Une éprouvette a été instrumentée avec le capteur 3D, tandis que la seconde était un spécimen de contrôle sans capteur noyé à l'intérieur. Six éprouvettes cylindriques ( $11 \times 22$  cm) ont été dédiées au suivi des propriétés mécaniques du béton (module de Young, coefficient de Poisson et résistance à la compression) car elles sont nécessaires au calcul des champs de contrainte et de déformation dans la matrice avec le modèle d'Eshelby (voir équation 1). Le suivi des déformations avec le capteur 3D a débuté 30 minutes après la coulée. 24 heures après la coulée, les deux échantillons  $16 \times 32$  ont été placés sur un banc de retrait dans une pièce maintenue à  $20^\circ\text{C}$ . La déformation axiale des deux échantillons a été enregistrée en continu par des capteurs LVDT. Les éprouvettes ont été conservées scellés pendant les 7 premiers jours. Ensuite, elles ont été mises à sécher dans la même pièce à  $20^\circ\text{C}$  et 50 % d'humidité relative. Après 28 jours, les deux échantillons ont été testés en compression afin d'évaluer les performances du capteur 3D pour la mesure de la déformation à cœur du béton. L'éprouvette instrumentée était à cette fin équipée de jauges de déformation résistives collées sur sa surface dans les directions axiale et tangentielle.

#### 4. Résultats et discussion

L'éprouvette contenant le capteur 3D a été testée en compression uniaxiale à une vitesse de chargement de  $5 \text{ kN.s}^{-1}$  jusqu'à ce que 25 % de la charge de rupture soit atteinte et ce trois fois de suite. La figure 2 a) permet de comparer la déformation axiale et radiale du béton fournie par les jauges externes et le capteur 3D interne. On remarque la bonne répétabilité de la réponse du capteur 3D sans déformations résiduelles observables après les 3 cycles de chargement. L'erreur moyenne entre les mesures de déformation internes et externes est approximativement de  $5 \times 10^{-6}$ . La mesure fournie par le capteur 3D est jugée suffisamment fiable pour étudier le retrait.



**Figure 2.** a) Mesure de déformation lors d'un test de compression, b) Suivi du retrait à coeur d'une éprouvette en béton

Les déformations mesurées par les LVDT et par le capteur 3D sont tracées sur la figure 2 b). Les mesures externes diffèrent des mesures internes lors des premiers jours, de même que les déformations axiales et radiales relevées par le capteur 3D. Plusieurs phénomènes pourraient l'expliquer. Les gradients thermiques et d'humidité relative induisent des profils de contraintes complexes et variables. Dans [PEI 14], les auteurs ont observés des phénomènes similaires lors du suivi du retrait d'un mortier avec des capteurs de déformation (FBG) positionnés à différents emplacements le long de l'axe vertical d'une éprouvette cylindrique. On remarque également que 10 jours après la fabrication du béton, tous les capteurs décrivent une évolution similaire de la déformation du béton.

#### 5. Conclusion

Les résultats du test de compression et du suivi du retrait accréditent un bon fonctionnement du capteur 3D. Ils laissent également à supposer que cette technologie serait utile à l'amélioration de la compréhension du phénomène complexe qu'est le retrait ainsi que pour la surveillance à long terme des structures.

#### Remerciements

Ce travail a été financé par la SATT Ouest Valorisation et la Région Pays de la Loire à travers le projet SMOG.

#### 6. Bibliographie

- [Esh 57] ESHELBY J. D., « The Determination of the Elastic Field of an Ellipsoidal Inclusion, and Related Problems », *Proceedings of the Royal Society of London Series A*, vol. 241, p. 376-396, août 1957.
- [FRA 17] FRANÇOIS M., LECIEUX Y., LEDUC D., LUPI C., ROZIÈRE E., « An Embedded 3D Strain Tensor Sensor Based on the Eshelby's Inclusion », *Experimental Mechanics*, vol. 57, n° 5, p. 801-811, Jun 2017.
- [PEI 14] PEI H., LI Z., ZHANG B., MA H., « Multipoint measurement of early age shrinkage in low w/c ratio mortars by using fiber Bragg gratings », *Materials Letters*, vol. 131, n° Complete, p. 370-372, 2014.

---

# Méthode de fenêtrage pour l'identification de la corrélation spatiale de grandeurs de durabilité du béton

N. Rakotovao Ravahatra<sup>1,2</sup>, E. Bastidas-Arteaga<sup>2</sup>, F. Schoefs<sup>2</sup>, T. de Larrard<sup>1</sup>, F. Duprat<sup>1</sup>

<sup>1</sup> LMDC, Université de Toulouse, INSA, UPS, France.

<sup>2</sup> UBL, Université de Nantes, Research Institute in Civil and Mechanical Engineering (GeM), UMR CNRS 6183, 2 rue de la Houssinière, BP 92208, 44322 Nantes cedex 3, France

---

RÉSUMÉ.

*Ce travail s'intéresse à la maintenance préventive contre la corrosion des aciers dans les structures en béton armé. La prise en compte de la variabilité spatiale est nécessaire dans une telle étude. Cela requiert une quantité de données élevée. En réalité, les données disponibles sont limitées. Nous proposons une procédure pour améliorer l'identification de la corrélation spatiale à partir d'une seule trajectoire de mesures. Cela se base sur la méthode de fenêtrage et permet d'obtenir la distribution des valeurs du paramètre de la fonction d'autocorrélation. Les données utilisées ont été collectées dans le cadre du projet ANR-EVADEOS. Les paramètres mesurés sont : la porosité, le degré de saturation, la masse volumique et l'épaisseur carbonatée. En guise d'illustration, les résultats pour la porosité et profondeur de carbonatation sont présentés dans cet article.*

---

ABSTRACT.

*This paper concerns preventive maintenance strategy against reinforced concrete corrosion. Describing the spatial variability of concrete degradation is of utter importance in such a study. This requires quite high quantity of data. We propose in this study a method to improve spatial correlation characterization using limited quantity of measurements (only one trajectory). It is based on windowing method. We could obtain the distribution of the autocorrelation function parameter when using the proposed method. The data used in this study were collected within the ANR-EVADEOS project for which one of the objectives is to assess spatial variability of concrete degradations. The parameters measured are: porosity, saturation degree, concrete density and carbonation depth. Examples of results are given for porosity and carbonation depth.*

MOTS-CLÉS : béton, modèle, carbonatation, corrélation spatiale, maintenance.

KEYWORDS: concrete, model, carbonation, spatial correlation, maintenance

---

## 1. Introduction

La prise en compte de la variabilité spatiale a un impact significatif dans l'évaluation de la durée de vie et dans l'optimisation de la maintenance [STE 04]. La caractérisation de la variabilité spatiale des propriétés physiques du béton nécessite de nombreuses mesures en différents points de la surface du béton. En pratique, la quantité de mesures est limitée, en raison des coûts d'inspection élevés. L'amélioration des procédures d'exploitation, afin d'obtenir autant d'informations que possible à partir des mesures collectées, constitue un défi important pour la caractérisation de la variabilité spatiale.

D'autre part, l'utilisation de modèles de dégradation est essentielle pour optimiser la formulation des stratégies de maintenance. Les modèles doivent également pouvoir appréhender la variabilité spatiale des paramètres du modèle. Cette question a récemment été abordée par [RAK 17] qui proposaient une méthodologie pour classer les modèles de dégradation en fonction de leurs capacités à propager la variabilité spatiale. Ces résultats peuvent être améliorés en définissant les paramètres d'entrée comme des champs aléatoires ainsi que par la prise en compte de l'incertitude dans l'identification du paramètre de corrélation spatiale.

L'objectif de cet article est de proposer une nouvelle méthode de fenêtrage pour améliorer l'identification de la corrélation spatiale des paramètres du modèle ou des propriétés physiques du béton. La méthodologie proposée est appliquée à une base de données collectée lors d'une des campagnes expérimentales du projet ANR-EVADEOS. Les données concernent des essais destructifs réalisés sur un mur en béton armé. Les paramètres mesurés sont : la porosité, le degré de saturation, la densité du béton et la profondeur de carbonatation. Cette étude se concentrera uniquement sur le phénomène de carbonatation du béton.

L'article est organisé comme suit : la description de la structure étudiée et des données utilisées dans ce travail est présentée dans la section 2 ; la méthode de fenêtrage proposée est présentée dans la section 3.

## 2. Les données utilisées

Nous étudions un mur en béton armé construit en 1979 clôturant un site de traitement de déchets inertes [3]. La partie du mur étudiée est orientée Est-Ouest et mesure 3,5m de longueur (figure 1). 21 mesures successives ont été effectuées le long d'une seule ligne horizontale située à 1,5 m du sol. Ces mesures sont localisées entre des mailles d'armatures avec une distance constante de 16 cm entre mesures.

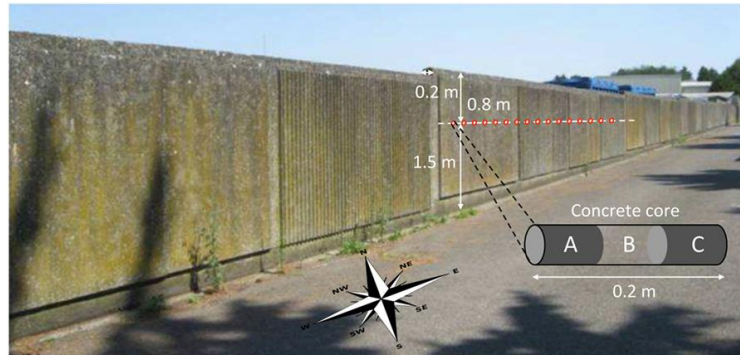


Figure 1 Photo du mur étudié

Les carottes ont été extraites selon la norme [BSE 07], et la porosité, le degré de saturation et la densité du béton ont été déterminés en suivant les procédures décrites dans la norme [NFP 18]. Les distances de la ligne de mesure au sol (1,5 m) et au sommet (0,8 m) ont été sélectionnées de manière à éviter les effets de bord. La profondeur de carbonatation a été mesurée à partir de carottes extraites immédiatement placées dans des sacs en plastique scellés, et les mesures ont été effectuées en laboratoire. Il a été constaté que les conditions d'exposition après 35 ans de chaque côté du mur sont assez différentes : du côté sud, le séchage est plus rapide ce qui pourrait favoriser la carbonatation. La valeur moyenne de la profondeur de carbonatation est de 1,87 cm pour le côté nord (côté A) et de 2,23 cm pour le côté sud (côté C). Compte tenu de ces différences, il a été décidé d'analyser séparément les mesures obtenues sur chaque face. Les **Figure 2** et **Figure 3** montrent les valeurs mesurées de la porosité, et de la profondeur de carbonatation pour les deux côtés exposés de la paroi (côtés A et C). On observe qu'il existe une variabilité spatiale significative et que les valeurs sont différentes d'un côté à l'autre.

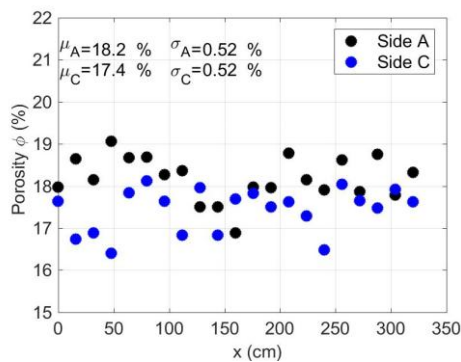


Figure 2 Trajectoire des mesures de porosité

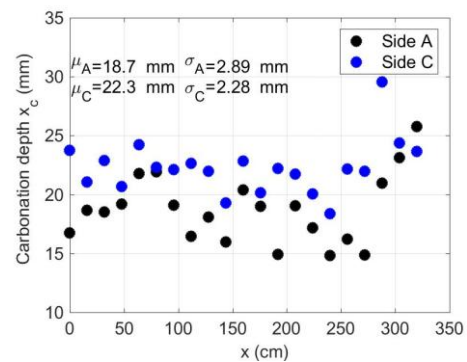


Figure 3 Trajectoire des mesures de carbonatation

## 3. Caractérisation de la corrélation spatiale

Dans cette section, nous décrivons la méthode de fenêtrage proposée pour identifier la fonction d'autocorrélation.

### 3.1. Autocorrélation observée

Pour un champ aléatoire unidimensionnel et stationnaire  $X$ , la fonction d'autocorrélation empirique discrète est définie comme les valeurs successives du coefficient d'autocorrélation par rapport à la distance  $\Delta x$  entre les points :

$$\rho_D(\Delta x) = \frac{\sum_{i=1}^m [(X(x_i) - m_X)(X(x_i + \Delta x) - m_X)]}{m s_X^2} \quad [1]$$

où  $m_X$  et  $S_X$  sont, respectivement, la moyenne et l'écart-type de  $X$  estimés à partir de valeurs indépendantes et  $m$  est le nombre de points à une distance  $\Delta x$  l'un de l'autre. Une telle fonction d'autocorrélation discrète empirique peut être modélisée en utilisant une fonction d'autocorrélation continue. Ces fonctions sont caractérisées par l'échelle de fluctuation  $\theta$ . L'identification de l'autocorrélation d'une propriété physique donnée consiste à déterminer le type de fonction d'autocorrélation approprié et à estimer l'échelle de fluctuation correspondante. À titre d'illustration, nous considérons dans ce travail la fonction d'autocorrélation exponentielle, généralement utilisée pour représenter la variabilité spatiale des propriétés du béton ou des indicateurs de

durabilité [11, 24, 25] :  $\rho(\Delta x) = \exp\left(-\frac{|\Delta x|}{b}\right)$ . Avec  $\theta = 2b$ . La méthode MLE sera utilisée pour identifier la valeur du paramètre de corrélation ( $b$ ) à partir de données expérimentales.

### 3.2. Méthode de fenêtrage

L'application de la procédure MLE à une seule trajectoire ne fournira qu'une seule valeur de  $b$  (de la fonction d'autocorrélation). Par conséquent, la valeur réelle de  $b$  pourrait être sur ou sous-estimée. Afin d'améliorer l'évaluation de  $b$  et d'estimer l'incertitude correspondante, la méthode proposée discrétise la trajectoire en plusieurs fenêtres où une seule valeur de  $b$  est estimée. La méthode de fenêtrage est résumée en trois étapes :

1. définition de la fenêtre : on considère une fenêtre avec un nombre initial de mesures successives  $n_w$  à partir de laquelle nous identifions une valeur de  $b$  en utilisant la méthode MLE.  $n_w$  est donc inférieur au nombre total de mesures  $N$ .

2. fenêtrage : on décale la fenêtre le long de la trajectoire, et pour chaque position, nous identifions une nouvelle valeur de  $b$ . La Figure 4 montre les positions d'une fenêtre contenant  $n_w = 4$  mesures.

3. Augmentation de la taille de la fenêtre : on considère une fenêtre plus grande avec  $n_w + 1$  mesures et on répète les étapes 1 et 2. On augmente la longueur de la fenêtre et répétons les étapes 1 et 2 jusqu'à ce que toutes les mesures soient prises en compte ( $n_w = N$ )

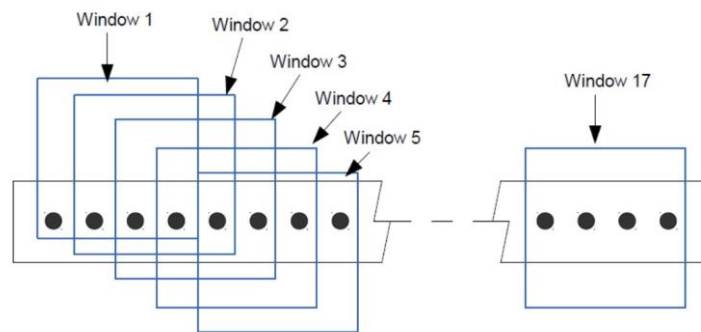


Figure 4 Différentes positions d'une fenêtre à 4 mesures

### 3.3. Résultats et discussions

Les **Figure 5** et **Figure 6** représentent les résultats de l'identification de  $b$  pour la porosité et la carbonatation pour les deux côtés (A et C) du mur. Des différences peuvent être observées pour les deux côtés du mur. Une des raisons est que les valeurs mesurées sont déjà différentes pour les deux côtés (**Figure 2** et **Figure 3**). En particulier, les valeurs moyennes pour la porosité sont plus faibles, et la profondeur de carbonatation est plus élevée pour le côté C. Ceci est en accord avec le processus de carbonatation. En effet, la porosité diminue lorsque la profondeur de carbonatation avance. En conséquence, les valeurs identifiées de  $b$  pour la porosité sont assez faibles pour le côté C, tandis que celles pour la profondeur de carbonatation sont plus élevées. En effet, il est plus difficile de détecter de la corrélation spatiale lorsque les valeurs sont faibles et dispersées. La valeur de  $b$  évolue donc en fonction de la carbonatation. On pourrait ainsi supposer que cela évolue aussi en fonction du temps. Néanmoins, il faudrait davantage de données pour confirmer cette hypothèse.



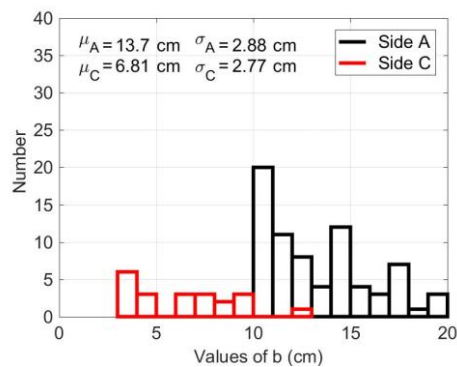


Figure 5 Distribution de  $b$  pour la porosité

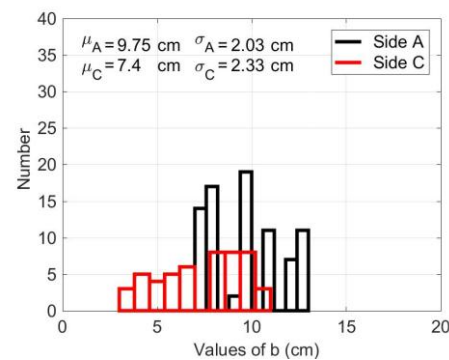


Figure 6 Distribution de  $b$  pour la carbonatation

#### 4. Conclusions

Ce travail a proposé une méthodologie améliorée pour exploiter les données collectées. Plus précisément, nous avons proposé une méthode de fenêtrage pour l'identification de la corrélation spatiale des propriétés physiques du béton. En guise d'illustration, les plages de valeurs, ainsi que leur distribution, du paramètre  $b$  de la fonction d'autocorrélation exponentielle sont présentées pour la porosité et la profondeur de carbonatation. Les résultats laissent supposer que le paramètre  $b$ , et donc la variabilité spatiale, est fonction du temps pour les grandeurs liées à la carbonatation du béton. Néanmoins, pour confirmer cette hypothèse, davantage de données sont nécessaires.

La méthode de fenêtrage proposée pourrait être un outil supplémentaire pertinent pour les professionnels du diagnostic dans les structures en béton. Les résultats de cet article pourraient être utiles dans l'exploitation des données.

#### 5. Bibliographie

[BSE 07] BS EN 13791. Assessment of in-Situ Compressive Strength in Structures and Pre-Cast Concrete Components 2017. <http://shop.bsigroup.com/ProductDetail/?pid=000000000030018199>, accessed February 6, 2017.

[NFP 18] NFP 18 459. Concrete - Testing Hardened Concrete. SAI Global N.d. <https://infostore.saiglobal.com/en-gb/standards/nfp-18-459-2008-1026155/>, accessed April 20, 2018.

[RAK 17] Rakotovo Ravahatra, Ndriana, Frédéric Duprat, Franck Schoefs, Thomas de Larrard, and Emilio Bastidas-Arteaga. Assessing the Capability of Analytical Carbonation Models to Propagate Uncertainties and Spatial Variability of Reinforced Concrete Structures. *Frontiers in Built Environment* 3. <http://journal.frontiersin.org/article/10.3389/fbuil.2017.00001/abstract>, accessed February 6, 2017.

[STE 04] Stewart, Mark G. Spatial Variability of Pitting Corrosion and Its Influence on Structural Fragility and Reliability of RC Beams in Flexure. *Structural Safety* 26(4): 453–470, 2004.

---

# Non-destructive Evaluation of Concrete Damages of Containment Walls in Nuclear Power Plants

Mehdi Sbartai<sup>1</sup>, Vincent Garnier<sup>2</sup>, Cédric PAYAN<sup>2</sup>, Bogdan Piwakowski<sup>3</sup>, E. Larose<sup>4</sup>, J. Saliba<sup>1</sup>, N. Ranaivomanana<sup>5</sup>, Jean-Paul Balayssac<sup>5</sup>

<sup>1</sup> I2M Laboratory, GCE Department, Univ. Bordeaux, 351 cours de la Libération, 33405 Talence, France, email: [zoubir-mehdi.sbartai@u-bordeaux.fr](mailto:zoubir-mehdi.sbartai@u-bordeaux.fr)

<sup>2</sup> Aix Marseille University, Laboratory of Mechanics and Acoustics, LMA CNRS UPR 7051, 31 chemin Joseph-Aiguier 13402 Marseille CEDEX 20, France

<sup>3</sup> IEMN École Centrale de Lille, 59651 Villeneuve d'Ascq Cedex, France

<sup>4</sup> ISTERRE – UMR 5275, 38 041 Grenoble, France

<sup>5</sup> LMDC, INSA/UPS Génie Civil, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse cedex 04 France, email

---

**ABSTRACT.** This paper is focused on the part of the project ANR ENDE that concerns the damage and crack characterization by means of NDT. The tests are done in 3 or 4 points bending in order to study the cracks' generation, their propagation, as well as their opening and closing. The main ultrasonic techniques developed concern linear or non-linear acoustic: acoustic emission [SBA 2015], Locadiff [LAR 2015], energy diffusion, surface wave's velocity and attenuation, DAET [3]. The recorded data contribute to providing the mapping of the investigated parameters, either in volume, in surface or globally. Digital image correlation is an important additional asset to validate the coherence of the NDT results.

**RÉSUMÉ.** Il est nécessaire d'utiliser les méthodes non-destructives pour une bonne évaluation des structures en béton et notamment les ouvrages sensibles comme les centrales nucléaires. Dans le cadre du projet ANR ENDE, plusieurs développements ont été effectués en méthodes non destructives. Cet article présente les résultats d'une large campagne expérimentale qui a pour objectif de qualifier des méthodes END nouvelles pour la détection de l'endommagement diffus et la détection et la caractérisation des fissures (position, longueur, etc.).

**KEYWORDS:** NDT; damages; detection; acoustic; coda.

**MOTS-CLÉS:** END, endommagement, détection, acoustique, coda.

---

## 1. Introduction

The containment structure is one of the substantial protective barriers in a nuclear power plant. It must support external solicitations, as in the case of strong mechanical one. It must also ensure leak tightness in case of internal overpressure, as associated with a reference accident corresponding to a primary circuit failure. Both functions, which must be fulfilled anytime, are highly dependent on the state of the concrete. Monitoring the concrete ageing and damage is thus a constraint affecting not only the safety but also the decision-making with regard to the potential plant lifetime extension.

In the ENDE National project 'Non-destructive testing of the containment structures of nuclear plants', we test the use of Non-Destructive Testing (NDT) as an alternative to destructive testing, which is prohibited inside NPPs, to evaluate the properties of the concrete and to propose new approach to detect the local damage and cracks. This project is part of the "Nuclear Safety and Radiation Protection Research" French program which clearly raises the issue of the safety of nuclear plants.

The characterization of the damage state and the cracking is done by means of several NDT from which it is possible to assess the cracks depth and opening. Some authors have worked on the cracks detection. They often use ultrasonic waves propagation to detect or map a crack or/and a damaged zone. The impact echo is associated with a stack imaging of spectral amplitudes procedure to map voids or delamination [MAT 2010]. It is associated with Radar but without combining the two sets of data. In the case of cracks perpendicular to the surface, the vibration analysis based on the baseline updating method allows to localize the cracks and to follow their propagation [BUD 2005]. Surface waves generated by pencil lead break are also exploited to follow the growth of a crack in concrete [AGG 2011]. These authors have shown that the scatter and the central frequency depend on the crack depth. The complementarity of techniques is studied to follow the propagation of a crack in

a bending test [WOL 2015]. Acoustic Emission, Digital Image Correlation are associated to the propagation and attenuation of ultrasonic waves measured with embedded sensors. A new technique Locadiff allows locating the modification generated by the early stage of cracking by measuring the spatiotemporal de-correlation of scattered waves and by solving the corresponding inverse problem. This technique was applied on a real-size concrete specimen and on a four-point bending test specimen [LAR 2015] to map the mechanical changes, fracture opening, and damage development.

The objective of this paper is to propose a methodology as well as non-destructive techniques to characterize the containment structure concrete and sealing specifically for nuclear power plants. In this paper, we present the research work concerning the determination of the damage. We focus on the laboratory investigation of concrete specimens tested in 3 points bending. The aims are to identify the generation of the diffused damage in the zone of maximum stresses and during the increase of the load to follow its development and after its transformation into a crack.

## 2. Materials and methods

The goal of the experimental tests is to follow the different steps of crack generation and propagation, from the development of diffuse damage to the generation of a crack and its propagation. The generation of cracks, as well as their influence on the leakage rate, is also examined.

Follow-up testing of diffuse damage and its transition to continuous damage as well as that of interface cracks is carried out on 50x25x12 cm<sup>3</sup> specimens (Fig. 1a).

The NDT techniques implemented are: surface waves, diffuse waves, localization and diffusion, time reversal, acoustic emission, digital image correlation. WP3 laboratory tests and results will be developed in this paper. Specific tests will identify the link between NDT measures and the leaks in the concrete or at the aggregate matrix interfaces. Spatial data from the different NDT measurements are restructured by using a single mesh size of 1cm<sup>3</sup>.

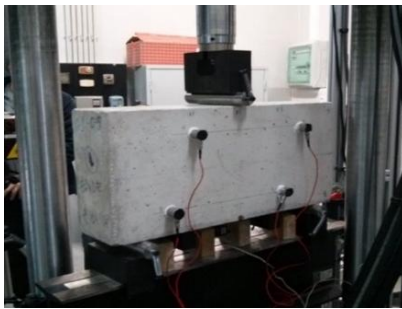


Figure 1. Three points bending test.

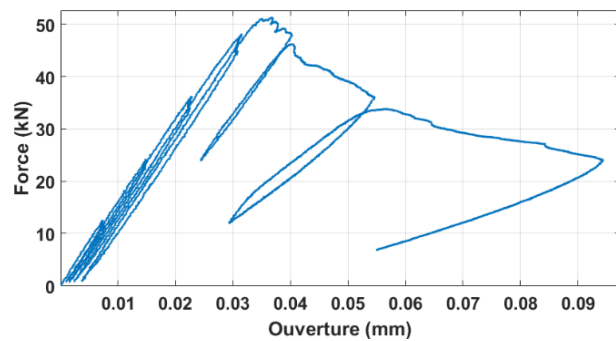
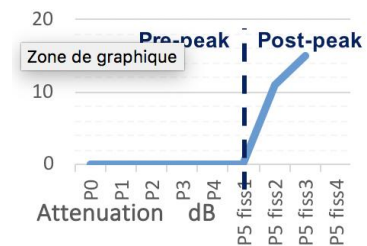
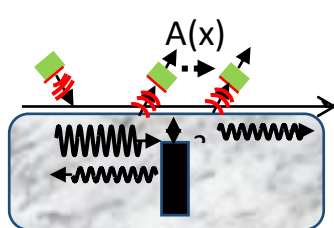


Figure 2. Force-CMOD curve.

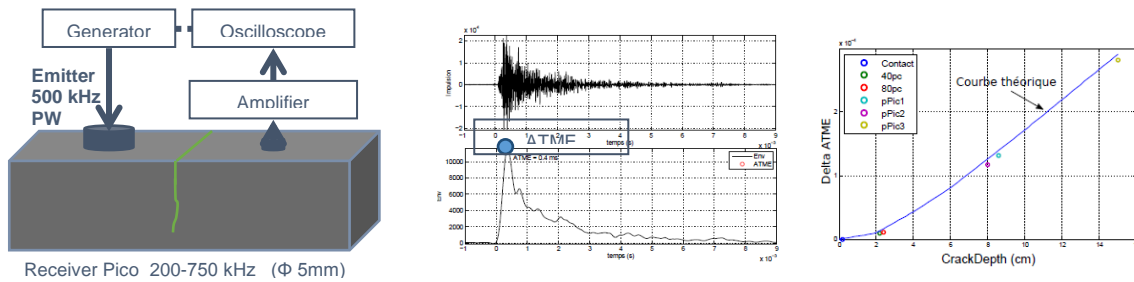
## 3. Results and discussion

The Surface Waves technique is developed with automated devices [ABR2012, KAC2016]. The one used to follow the cracks was the automated scanner shown in (Fig. 3a). It works with two ultrasonic air transducers (Fig. 3b). The emitter sends a wave that propagates through the surface concrete on a depth close to the wave length. The receiver moves along the surface to record the signal. The device was operated on the lateral face of the sample that has been auscultated on a line perpendicular to the cracks. The surface wave attenuation  $A(X)$  has increased roughly when the cracks crossed the path of the waves (Fig. 3c).



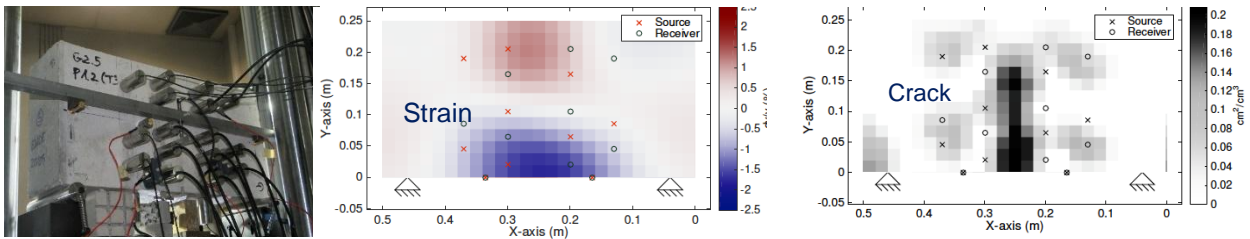
**Figure 3.** a) Ultrasonic surface waves scanner, b) Principle, c) Attenuation of the surface wave.

The Diffused Waves technique [QUI 2012] analyzes the wave energy transportation through the sample with a crack (Fig. 4a). One of the Non-Destructive Parameters used is the Arrival Time of the Maximum of the Energy (ATME) shown in Fig. 4b by the blue point. We can follow the increase of the crack depth through a simple model as presented in (Fig. 4c).



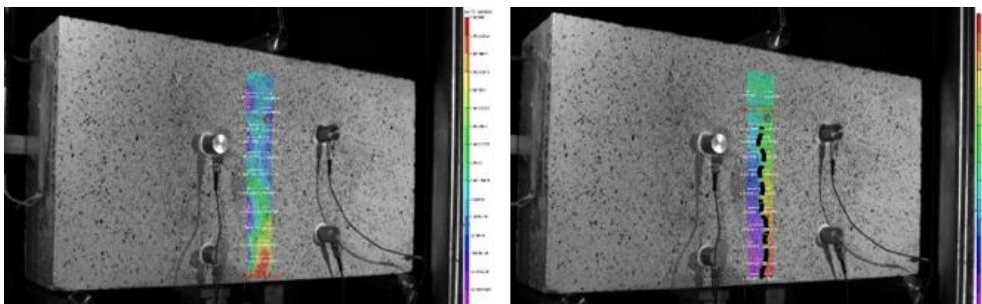
**Figure 4.** a) Diffused Waves analysis b) ATME c) Link between ATME and the crack depth

The Locadiff technique [LAR 2015] uses the evolution of the diffused waves obtained from a transducers network (Fig. 5a: 10 emitters, 10 receivers). A small perturbation in a material with multiple scattering is identified. This technique allows evaluating the strain state of the sample by the relative variation of velocity and estimating the damage and the crack by decorrelation of the wave forms. The results show the strain (Fig. 5b) and the crack length (Fig. 5c). The size of the voxels is  $2 \times 2 \times 2 \text{ cm}^3$ .



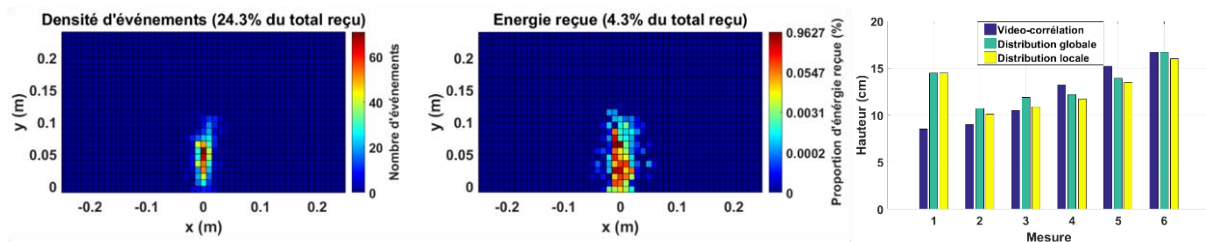
**Figure 5.** a) Transducers distribution b) Strain before the peak c) Crack propagation after the peak.

The Digital Image Correlation (DIC) works with the displacement measurement of the points of a speckle pattern (Fig. 6a), [TAH 2010]. It allows evaluating the strain state of the sample (Fig. 6a) and also by the way, the length (Fig. 6c) and the opening of the crack. From a theoretical point of view, the crack opening corresponds to the displacement jump between two points located from either side of the future crack path. This holds particularly in the case of a visible and wide-opened macro crack (more than a few micrometers).



**Figure 6.** a) Strain distribution, b) Crack way and opening

The Acoustic Emission [SBA 2015] is a passive technique that allows following all the events that occurs in the sample with 8 receivers (transducers frequency of 150 kHz). These events correspond to the generation of micro cracks of damage or to the propagation of the crack(s). The events are recorded by the transducers and counted following a cumulative or instantaneous process. Each event, under conditions, is positioned by using the information from all the transducers (Fig. 1a). The results of a continuous auscultation of one of the samples can give us the density of the damage (Fig. 7a) and or the density of the energy close to the crack (Fig. 7b). The length of the crack is also extracted based on the events density distribution. A comparison between AE results and DIC show good correlation (Fig. 7c).



**Figure 7.** Density distribution (a) and energy (c) of EA events, (c) comparison of crack length measurement with EA and DIC.

#### 4. Conclusions

The NDT applied on samples under 3 points bending tests allow to follow up of the damage and crack. We classified the techniques in 3 levels. The results were obtained for each level. The bulk techniques are merged and compared with DIC reference results. The results are in very good agreement. The next steps are to sample the bulk techniques with the DIC results and to implement this test and data fusion process for on-site measurement. The first has already been done. The data are just under treatment processing. Next, all the NDT will be applied in site during the next pressuring test of the VerCoRs mock-up.

#### 5. Acknowledgment

This project “ENDE” has been funded by the French Government project “Investments for the future” whose management has been committed to the ANR.

#### 6. References

- [SBA 2015] Sbartai, Z. M., Boniface, A., Saliba, J., « Improvement of damage localization in concrete by acoustic emission using an adaptive meshing algorithm », *15th International Academic Conference on Engineering, Technology and Innovations (IACETI)*, Singapore, Dec 2015.
- [LAR 2015] Larose E, Obermann A, Digulescu A, Planes T, Chaix J-F, Mazerolle F, and Moreau G, « Locating and characterizing a crack in concrete with diffuse ultrasound: a four-point bending test », *J. Acoust. Soc. Am*, 138 232 (2015).
- [BAL 2012] Balayssac J.P and all, « Description of the general outlines of the French project SENSO – Quality assessment and limits of different NDT methods », *Construction and Building Materials*, 35, October 2012.
- [MAT 2010] Matsuyama K, « On-site measurement of delamination and surface crack in concrete structure by visualized NDT », *Construction and Building Materials*, 24, 2381-2387, 2010.
- [BUD 2005] Buddhi L., « Vibration based baseline updating method to localize crack formation and propagation in reinforced concrete members », *Journal of Sound and Vibration*, 344, 258-276 (2005).
- [AGG 2011] Aggelis D. G., « NDT approach for characterization of subsurface cracks in concrete », *Construction and Building Materials*, 25, 3089-3097, 2011.
- [WOL 2015] Wolf J., « Detection of crack propagation in concrete with embedded ultrasonic sensors », *Engineering Fracture Mechanics*, 146, 161-171, 2015.
- [QUI 2012] Quiviger A and all, « Effect of the presence and size of a real macro-crack on diffuse ultrasound in concrete », *NDT&E, Int.*, 45, 128-132, 2012.
- [TAH 2010] Tahreer and all, « Application of Digital Image Correlation to reinforced concrete fracture », *Procedia Materials Science*, 3, 1585-1590, 2010.
- [ABR 2012 2009] O. Abraham, B. Piwakowski, G. Villain, O. Durand. « Non-contact, automated surface wave measurements for the mechanical characterization of concrete », *Construction and Building Materials*, Volume 37, December 2012, pages 904-915.
- [KAC 2016] Kaczmarek M., Piwakowski P., Drelich R., « Non-Contact Ultrasonic Non-Destructive Techniques: State of the Art and Their Use in Civil Engineering », *Journal of Infrastructure Systems* DOI: 10.1061/ (ASCE)IS.1943-555X.0000312. B4016003-1 - B4016003.



---

# Qualification de la Durabilité d'un Béton soumis à la Carbonatation avec un Plan d'essais accélérés Optimisé

Matoiri Chaibati Nadare<sup>1</sup>, David Bigaud<sup>2</sup>, Abdessamad Kobi<sup>3</sup>, Horacio Colina<sup>4</sup>

<sup>1</sup> LARIS, Université d'Angers, 49000, France (nadare.matoirichaibati@etud.univ-angers.fr)

<sup>2</sup> LARIS, Université d'Angers, 49000, France (david.bigaud@univ-angers.fr)

<sup>3</sup> LARIS, Université d'Angers, 49000, France (abdessamad.kobi@univ-angers.fr)

<sup>4</sup> ATILH, 92974 Paris-La-Défense Cedex, France (h.colina@atilh.fr)

---

*RÉSUMÉ.* En Europe, c'est la norme EN 206 qui est la référence pour la production du béton. Cependant, avec l'innovation, il devient de plus en plus difficile d'utiliser les seules spécifications prescriptives pour justifier la fabrication du béton. C'est ainsi, qu'une approche alternative basée sur la performance est proposée. Cette approche se concentre sur l'évaluation des indicateurs de durabilité au moyen de tests de performance. Un nouveau béton est ainsi qualifié si sa durabilité est au moins égale à celle du béton qui respecte les spécifications prescriptives de la norme. Les tests de performance représentent un coût économique pour l'industrie du béton qui cherche une solution pour le réduire et en même temps garantir la robustesse du processus de qualification de la nouvelle formule de béton. Une solution consiste à réduire la durée des tests et à contrôler le nombre d'échantillons pour les tests de durabilité. Ainsi, avec un plan d'essais accélérés optimisé, il est possible de caractériser la durabilité du béton en utilisant un processus de dégradation (processus de Wiener). Le plan d'essais optimisé donne le temps optimal et le nombre minimum d'essais permettant de prédire la durabilité du béton.

*ABSTRACT.* EN 206 is the standard used in Europe to produce concrete. It is prescriptive. Today, innovation gives opportunity to produce new concrete with new formulations which differ from those of the standard. Thus, to complete the standard, an alternative called performance-based approach is proposed. The goal is to show that the durability of the new concrete is at least equal to the concrete defined in the standard with durability tests. These latter represent a cost in term of time and money that concrete industry want to optimize. One solution is to realize an optimized accelerated test plan which allows to reduce the number of samples, tests levels and test duration. The data collected during the test are used on a degradation model (Wiener process) which characterize the degradation phenomenon study in order to predict the durability of the concrete.

*MOTS-CLÉS :* durabilité, approche performantielle, optimisation, processus de dégradation, essais accélérés, plan d'essai.

*KEY WORDS:* durability, performantial approach, optimization, degradation process, accelerated tests, test plan.

---

## 1. Introduction

Les spécifications prescriptives pour la production du béton en Europe sont définies dans la norme EN 206 [EN 206 14]. Les formulations sont prédéfinies selon 18 classes d'exposition. Chaque classe d'exposition représente un environnement donné. L'approche prescriptive limite les possibilités de produire de nouvelles formules de béton avec d'autres composants qui ne sont pas prévus par la norme (car ne disposant pas de retour d'expérience suffisant). Pour lever ce frein à l'innovation, les professionnels de la construction veulent s'affranchir des prescriptions normatives en adoptant une approche dite performantielle [GOD 14]. C'est une approche basée sur les performances du béton et non sur des exigences de moyens. Son utilisation est autorisée par la norme EN 206. Le principe est de proposer une nouvelle formule de béton en modifiant les prescriptions établies dans la norme. Il s'agit alors de montrer que la nouvelle formule est au moins aussi performante que la formule de référence (celle qui respecte les prescriptions de la norme) à l'aide d'indicateurs de durabilité ou des témoins de durée de vie. Les indicateurs de durabilité [Allahyari, 16] [TOU 17] sont des paramètres physico-chimiques fondamentaux corrélés à la durabilité du béton vis-à-vis de différentes agressions dans un environnement donné. On distingue deux types d'indicateurs :

- les indicateurs de durabilité généraux (exemple : la porosité, perméabilité au gaz, teneur en portlandite) ;
- les indicateurs de durabilité spécifiques à une dégradation donnée (exemple : bilan en alcalins équivalents de la formule de béton pour l'alcali-réaction).

Les témoins de durée de vie pour le cas de la corrosion des armatures sont : la profondeur de carbonatation et la profondeur de pénétration des ions chlorures.

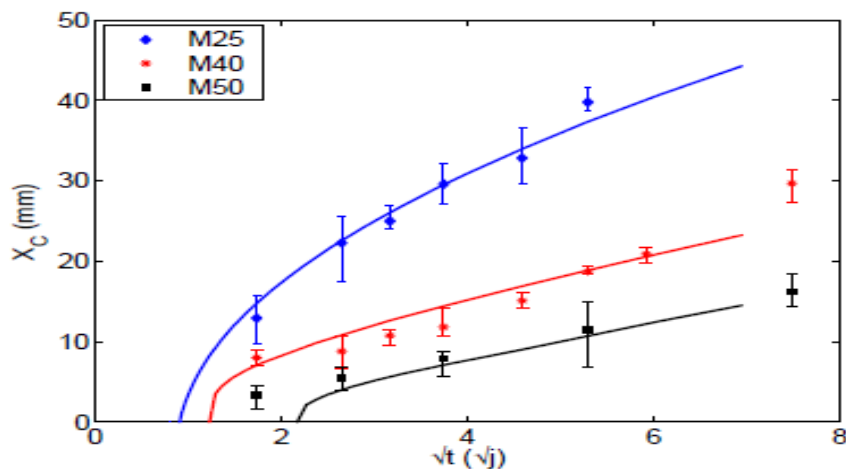


Les essais dites performantiels permettent de caractériser directement la performance du béton vis-à-vis d'une dégradation donnée. Parmi ces essais, on peut citer : l'essai de résistance à la carbonatation du béton, l'essai de la résistance au gel-dégel en présence ou non de sels de déverglaçage, l'essai de résistance à la pénétration des chlorures et la résistance à la pénétration des sulfates externes. Ces essais sont généralement accélérés afin de pouvoir observer rapidement le phénomène de dégradation.

Dans cet article, une méthodologie fondée sur l'exploitation des essais accélérés est appliquée. Le phénomène physico-chimique est modélisé en tant que processus de dégradation en fonction du temps. L'utilisation d'un processus de dégradation couplé à un plan d'essais optimisé permet de prédire la durabilité du béton pour un environnement donné. Après avoir exposé le sujet et la problématique dans l'introduction, la deuxième partie présente l'application d'un processus de dégradation représentant l'évolution du phénomène de carbonatation dans le béton et l'optimisation du plan d'essais accélérés de carbonatation du béton.

## 2. Processus de dégradation : la carbonatation du béton

Afin d'avoir une idée sur les choix de processus de dégradation permettant de modéliser la carbonatation du béton, on peut se référer aux trajectoires représentant l'évolution de la profondeur de carbonatation de différents bétons en fonction du temps (figure1).



**Figure1.** Profondeur de carbonatation de 3 bétons en fonction de la racine carrée du temps (M25, M40 and M50) [THI 05]

On remarque à travers la figure1, que les trajectoires sont croissantes. La carbonatation du béton peut être modélisée par le processus de Wiener [CHEN 16] [YE 15]. Le processus de Wiener est un processus à accroissements indépendants avec une tendance croissante [WHI 1995]. Elle décrit des trajectoires de dégradation croissante en moyenne. Le processus de dégradation doit prendre en compte l'effet du niveau de stress et la variabilité de la dégradation. Pour la carbonatation, le niveau de stress est représenté par le taux de concentration de  $CO_2$ . Le processus de carbonatation peut être représenté par [1] :

$$X(t/S_k) = \mu_k \Lambda(t) + \sigma_B B(\Lambda(t)). \quad [1]$$

$X(t/S_k)$  est un processus de Wiener de tendance non linéaire. C'est un processus à accroissements indépendants. Il représente la dégradation, qui est dans notre cas, la profondeur de carbonatation du béton mesurée à l'instant  $t$ .

Le paramètre  $\mu_k$  est appelé drift. Il représente la fonction d'accélération du processus de dégradation et  $\sigma_B$  est le paramètre de diffusion ou volatilité.  $\Lambda(t)$  est une transformation d'échelle du temps. Pour le processus de carbonatation du béton,  $\Lambda(t)=t^{0.5}$ .  $B(t)$  est le mouvement Brownien standard avec les propriétés suivantes:

- $B(0) = 0$  avec  $B(t) \in (-\infty, +\infty)$ ;
- Les accroissements  $B(t + \Delta t) - B(t) \sim N(0, \Delta t)$ , sont stationnaires et indépendants
- $B(t) \sim N(0, t)$ .

Le processus de Wiener  $X(t/S_k)$  est composé par une tendance linéaire qui est représentée par  $\mu_k \Lambda(t)$  et une partie variable par  $\sigma_B B(\Lambda(t))$ . Le paramètre  $\mu_k$  reflète l'effet du niveau de stress  $S_k$ .  $S_0$  représente le stress sous les conditions normales de l'environnement. Parmi les fonctions d'accélération les plus utilisées, on trouve :

- la fonction d'Arrhenius, utilisée lorsque le stress est une température :

$$\mu_k = a \exp\left(-\frac{b}{S_k}\right), \quad [2]$$

- la fonction puissance inverse utilisée dans le cas des roulements à billes :

$$\mu_k = a S_k^{-b}, \quad [3]$$

- la fonction exponentielle utilisée dans le cas général pour différents types de stress :

$$\mu_k = a \exp(b S_k). \quad [4]$$

Le stress utilisé dans le cas de la carbonatation (la concentration de CO<sub>2</sub>) ne correspond pas aux situations évoquées au niveau des équations [2] et [3]. On choisit donc d'utiliser la fonction exponentielle [4] avec  $a \sim N(\mu_a, \sigma_a^2)$ . Les paramètres  $\mu_a$ ,  $\sigma_a$  et  $b$  sont inconnus et doivent être estimés à partir des données obtenues lors des essais. La durabilité du béton est définie comme étant le premier temps de défaillance. On définit une valeur critique  $w$  qui représente l'enrobage du béton. Le temps de défaillance étant le premier instant où la profondeur de carbonatation atteint l'enrobage pour la première fois, on définit la durabilité  $D$  du béton sous  $S_0$  par l'équation [5] :

$$D = \inf\{t / X(t/S_0) \geq w\}. \quad [5]$$

La durabilité  $D$  sous le stress  $S_k$  suit une distribution Inverse Gaussienne [Chhikara, 89]. La fonction de répartition [6] et la densité de probabilité [7] du processus sont représentées par :

$$F(t/S_k) = P(D \leq t) = \phi\left(\frac{\mu_k \Lambda(t)-w}{\sigma_B \sqrt{t}}\right) + \exp\left(\frac{2\mu_k w}{\sigma_B^2}\right) \phi\left(\frac{-\mu_k \Lambda(t)-w}{\sigma_B \sqrt{t}}\right), \quad [6]$$

$$f(t/S_k) = \frac{\partial F(t)}{\partial t} = \sqrt{\frac{w^2}{2\pi\sigma_B^2 t^3}} \cdot \exp\left(-\frac{(w-\mu_k t)^2}{2\sigma_B^2 t}\right) t > 0. \quad [7]$$

Ainsi à partir des équations [6] et [7], la durabilité du béton sous  $S_0$  peut-être approximée par :

$$D = E(T) = E(E(T/\mu_0)) = \frac{w}{\mu_a \exp(bS_0)}. \quad [8]$$

## 2.1. Estimation des paramètres du Modèle

Après avoir défini le processus de Wiener et la fonction d'accélération, il faut estimer les paramètres inconnus ( $\mu_a$ ,  $\sigma_a$ ,  $b$ ,  $\sigma_B$ ). Pour cela, on utilise la méthode du Maximum de vraisemblance (MLE).

Supposons que l'on a  $N$  éprouvettes de béton pour l'essai de carbonatation accélérée:

- $S_0 \leq S_1 \leq \dots \leq S_d$  représentent les niveaux de stress ( $d$  étant le nombre de stress),
- $n_k$  est le nombre d'éprouvettes pour le niveau de stress  $S_k$ , avec  $\sum_{k=1}^d n_k = N$ ,  $1 \leq k \leq d$
- Pour chaque stress, les temps de mesures sont donnés par  $t_1, t_2, \dots, t_m$ ,  $1 \leq j \leq m$ ,  $t_0 = 0$ .

Pour  $1 \leq i \leq n_k$ ,  $1 \leq k \leq d$ ,  $1 \leq j \leq m$ , l'équation (1) devient :

$$X_{ijk} = X_i(t_j/S_k) = \mu_k \Lambda(t_j) + \sigma_B B(\Lambda(t_j)). \quad [9]$$

La dégradation  $X_{ijk}$  suit une distribution normale multivariée de moyenne  $\mu_a \exp(bS_k \Lambda)$  et de variance  $V_k = \sigma_a^2 \exp(2bS_k \Lambda) \Lambda \Lambda^T + A$ ; avec  $A = \sigma_B^2 E$ .  $E$  est la matrice des temps de mesures de l'essai accéléré de carbonatation.

L'estimation des paramètres ( $\mu_a$ ,  $\sigma_a$ ,  $b$ ,  $\sigma_B$ ) s'obtient en maximisant la log-vraisemblance de  $\theta = (\mu_a, \sigma_a, b, \sigma_B)$  :

$$L(\theta/X) = -\frac{\ln(2\pi)}{2} \sum_{k=1}^d \sum_{i=1}^{n_k} m_{ki} - \frac{1}{2} \sum_{k=1}^d \sum_{i=1}^{n_k} \ln |V_k| - \frac{1}{2} \sum_{k=1}^d \sum_{i=1}^{n_k} (X_{ik} - \mu_k \Lambda)' V_k^{-1} (X_{ik} - \Lambda). \quad [10]$$

Le maximum de vraisemblance de  $\mu_a$  est obtenue en égalant à 0 la dérivée de l'équation [10] :

$$\widehat{\mu}_a = \frac{\sum_{k=1}^d \sum_{i=1}^{n_k} \exp(bS_k \Lambda)^T V_k^{-1} X_{ik}}{\sum_{k=1}^d \sum_{i=1}^{n_k} \exp(2bS_k \Lambda)^T V_k^{-1} \Lambda}. \quad [11]$$

Les maximums de vraisemblance de  $\sigma_a$ ,  $b$  et  $\sigma_B$  ( $\widehat{\sigma}_a$ ,  $\widehat{b}$  and  $\widehat{\sigma}_B$ ) sont obtenus en substituant l'équation [11] dans [10] et en optimisant l'équation [11]. Les valeurs obtenues seront utilisées dans [11] pour calculer  $\widehat{\mu}_a$ . Une fois tous les paramètres estimés, on obtient l'estimation de la durabilité sous le stress  $S_0$  par l'équation :

$$\hat{D} = \frac{w}{\bar{\mu}_a \exp(\hat{b}S_0)} \quad [12]$$

### 2.3. Optimisation d'un Plan d'Essais

L'optimisation du plan d'essai passe par la minimisation d'une fonction objectif. Dans notre cas, la fonction objectif peut être définie comme la variance asymptotique de la durabilité  $\hat{D}$  :

$$\text{Avar}(\hat{D} | P) = G^t I^{-1}(\theta) G, \quad [13]$$

Avec  $P = (S_1, \dots, S_d, n_1, \dots, n_d, t_1, \dots, t_m)$ ,  $G^t = (\frac{\partial \hat{D}}{\partial \mu_a}, 0, \frac{\partial \hat{D}}{\partial b}, 0)$ ,  $I^{-1}(\theta)$  est l'inverse de la matrice de Fisher.

La minimisation de la variance asymptotique de la durabilité se fait sous les contraintes suivantes :

- Le temps de mesure  $t_m$ , ne doit pas dépasser la durée totale de l'essai  $t_E$ .  
( $t_m < t_E$ ),
- le nombre d'éprouvettes de béton  $n_k$  pour un niveau de stress ne doit pas dépasser le nombre total d'éprouvettes  $N$  disponible,
- le nombre de stress ne doit pas dépasser un nombre fixé de stress,
- la valeur maximale du stress le plus élevé (la concentration en  $\text{CO}_2$ ) ne doit pas dépasser une valeur fixée,
- le cout total de l'essai ( $TC_A$ ) ne doit pas dépassé un budget fixé ( $B_f$ ).

Le plan d'essai optimal, qui permet de prédire la durabilité du béton est obtenu avec la résolution de l'équation suivante:

$$\begin{aligned} & \text{Min} (\text{Avar}(\hat{D} | P)) \\ & \text{sous } TC_A(S_1, \dots, S_d, n_1, \dots, n_d, t_1, \dots, t_m) \leq B_f. \quad [14] \end{aligned}$$

Etant donné la complexité de l'équation [14], sa résolution passe par la minimisation numérique d'un algorithme sous les différentes contraintes.

L'optimisation du plan d'essais a pour but de trouver le nombre minimum d'essais à réaliser, le temps minimal et les stress utilisés (nombre de stress et valeur de chaque stress). Pour la carbonatation accélérée, la concentration en  $\text{CO}_2$  étant fixée pour certains protocoles d'essais (exemple : 3% pour le protocole européen). Cette valeur sera la valeur maximale du stress à ne pas dépasser.

### 3. Conclusion

Dans cet article, une méthodologie permettant de prédire la durabilité du béton vis-à-vis de la corrosion des armatures a été exposée. Cette méthodologie est basée sur l'optimisation d'un plan d'essais sous différents contraintes. L'évolution de la profondeur de carbonatation est modélisée par un processus de Wiener. Un premier plan d'essai est utilisé afin d'estimer les paramètres du processus avec la méthode du Maximum de Vraisemblance (MLE). Une fois les paramètres estimés, on peut passer à l'optimisation du plan d'essai sous différents contraintes. Cette méthodologie est généralisable pour les bétons soumis à d'autres environnements (exemple : un environnement avec du gel-dégel ou de l'attaque sulfatique).

### 4. Bibliographie

- [EN 206 14] EN 206. «Performance, production and conformity », *Concrete-Specification 2014*.
- [GOD 14] Godart B., Aubagnac C., « Approche performantielle de la durabilité des ouvrages d'art en béton », *Revue scientifique et Technique de la construction, 2014, p 3-14*.
- [ALL 16] Allahyari I., Approche performantielle des bétons-Vers une meilleure caractérisation des indicateurs de durabilité, Thèse de Doctorat, Université Toulouse III Paul Sabatier, 2016.
- [TOU 17] Touil B., Etude de la durabilité des Bétons dans un environnement Marin –Approche Performantielle et Prédictive basée sur les Indicateurs de durabilité, Thèse de Doctorat, Université Aboubakr Belkaid-Tlemcen, 2017.
- [THI 05] Thiery., Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires – Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques, Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris 2005.
- [CHEN 16] Chen Z., Li S., Pan E., « Optimal Constant-Stress Accelerated Degradation Test Plans Using Nonlinear Generalized Wiener Process », *Journal Mathematical Problems in Engineering 2016*.
- [YE 15] Ye Z., Xie M., « Stochastic Modelling and Analysis of Degradation for Highly Reliable Products », *Journal Applied Stochastic Models in Business and Industry, vol 31, n° 1, p.16-32, 2015*.
- [WHI 1995] WHITMORE GA., «Estimating degradation by a wiener diffusion process subject to measurement error », *Journal of lifetime Data. Analysis, vol 1, p.307-319, 1995*.

---

# Un nouveau critère de fissuration pour les matériaux hétérogènes soumis à des sollicitations multi-physiques

Alain Sellier<sup>1</sup>, Thierry Vidal<sup>1</sup>, Jérôme Verdier<sup>1</sup>, Raphaël Bucher<sup>1</sup>,

<sup>1</sup> LMDC, INSA/UPS Génie Civil, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulousecedex 04 France.

---

**RÉSUMÉ.** L'avènement du développement durable nécessite une meilleure prédiction du vieillissement des ouvrages, ce qui nécessite des modèles de plus en plus complets, capables de traiter simultanément plusieurs types de pathologies (retrait empêché, réaction alcali-granulat, réaction sulfatique interne, fluage...). Se pose alors le problème des critères de fissuration les plus pertinents à utiliser dans les modèles de calcul d'ouvrages pour traiter les couplages entre ces pathologies. Cet article propose un nouveau critère macroscopique basé sur un enrichissement de la loi de comportement par des informations mésoscopiques considérées non plus numériquement mais analytiquement dans les critères macroscopiques, ce qui devrait accélérer considérablement les temps de calculs sans ignorer la physique sous-jacente.

**ABSTRACT.** Sustainable development needs a better prediction of the aging of structures, which requires more and more reliable models, able to treat simultaneously several types of pathologies (restrained shrinkage, alkali-aggregate reaction, internal sulfatic attack, creep ...). This raises the problem of the most relevant cracking criteria to be used in the engineering models of structure to treat the couplings between these pathologies. This paper proposes a new macroscopic criterion based on an enrichment of the constitutive law by mesoscopic information considered in the macroscopic criteria, no longer numerically but analytically. This criterion should speed up the computation duration without neglecting underlying physical causes.

**MOTS-CLÉS :** modélisation, fissuration, couplage, béton, multi-physique.

**KEY WORDS:** modelling, cracking, coupling, concrete, multi-physics.

---

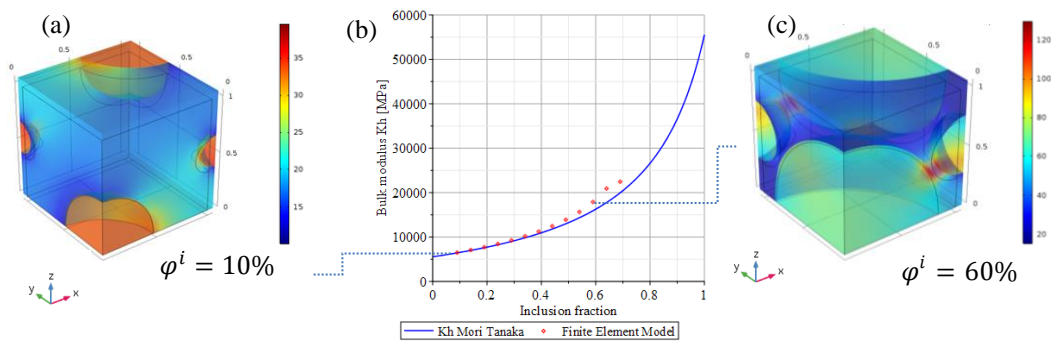
## 1. Introduction

La quantification de l'état de fissuration d'un ouvrage est de première importance pour estimer sa durabilité, sa capacité de résistance, ou son étanchéité. Cet enjeu est particulièrement marqué pour les ouvrages d'intérêt majeur pour l'énergie, les transports ou encore les bâtiments recevant du public. L'estimation de la fissuration passe par des modèles de calcul plus ou moins fiables et complexes en raison du nombre de phénomènes qu'ils doivent prendre en compte. A titre d'exemple, un barrage peut à la fois être atteint par la réaction sulfatique interne (RSI), la réaction alcali-granulat (RAG) et la corrosion des armatures ; il peut présenter simultanément des venues d'eau liées à des fissurations diffuses ou localisées, avoir des zones sèches et d'autres très humides, des zones à température quasi constante et d'autres soumises à des variations saisonnières, conduisant à des gradients de retrait, de fluage ou de vitesses de réaction chimique. Ces différents phénomènes peuvent conduire à de la fissuration diffuse ou de la fissuration localisée. Combiner les différentes causes et types de fissuration (physico-chimique ou mécanique, diffuse ou localisée) dans un même modèle capable d'appréhender simultanément l'ensemble de ces phénomènes est déjà possible grâce à des modèles macroscopiques implantés dans des codes aux éléments finis (Grimal et al. 2010; Morenon et al. 2017). Il existe par ailleurs des modèles de perméabilité capables de considérer l'influence de ces deux types de fissuration sur les propriétés de transfert (Rahal et al. 2016). Ces modèles sont suffisamment performants et leur utilisation en contexte industriel s'amplifie avec l'avènement de la construction durable car ils sont particulièrement utiles lorsque les marges de sécurité s'amenuisent en raison du vieillissement de l'ouvrage, ou lorsque sa dimension et/ou sa géométrie rendent difficiles l'application des règles de calcul usuelles. Malheureusement, c'est également dans ces situations que la limite de leur domaine d'application est atteinte, notamment parce que certains couplages restent encore difficiles à appréhender : il est par exemple difficile de comprendre le couplage entre le fluage multi-axial, le retrait, les variations de températures et les réactions de gonflement internes. La façon de modéliser les couplages entre tous ces phénomènes repose en général sur une combinaison de modèles physico-chimique (RAG, RSI, retrait, hydratation), mécanique (fluage, plasticité, endommagement) et des considérations probabilistes (effet d'échelle statistique, répartition aléatoire de défauts, analyses mésoscopiques). Chacun de ces phénomènes ayant fait l'objet de recherches poussées, mais relativement découplées des autres aspects. L'étude présentée ici est issue de l'ANR MOSAIC, dont l'un des objectifs était d'appréhender le comportement macroscopique à partir d'informations microstructurales sur le matériau. Dans ce projet, le LMDC de Toulouse s'est plus particulièrement intéressé aux effets de la micro-fissuration par retrait et sa conséquence sur la

résistance en traction via une étude expérimentale sur pâte de ciment, mortier et béton (Bucher et al. 2017) ; le travail présenté ici consiste à interpréter les résultats de ces essais grâce à une modélisation originale s'appuyant sur la microstructure du matériau pour traiter les couplages multi-physiques conduisant à sa dégradation. Le couplage « séchage-fissuration / effet d'échelle probabiliste » est abordé par le biais d'un critère macroscopique enrichi analytiquement par les informations mésoscopiques. Ce critère permet de faire une analyse mésoscopique sans recourir au maillage des granules ; il peut par conséquent être utilisé pour le calcul de grandes structures, ce qui n'est pas possible avec l'approche mésoscopique purement numérique en raison de la finesse des maillages. Considérer de façon relativement réaliste les inclusions sans les mailler explicitement revient à concentrer la complexité des calculs à l'échelle des points d'intégration des codes aux éléments finis, sans accroître la taille de la matrice de rigidité globale du problème. Cette stratégie de modélisation numérique est particulièrement adaptée à l'implémentation de ce nouveau modèle sur les super-calculateurs parallélisés, où le temps d'échange des données entre les sous zones de maillage (qui pénalise l'efficacité de parallélisation) doit être réduit autant que possible.

## 2. Principe de la modélisation

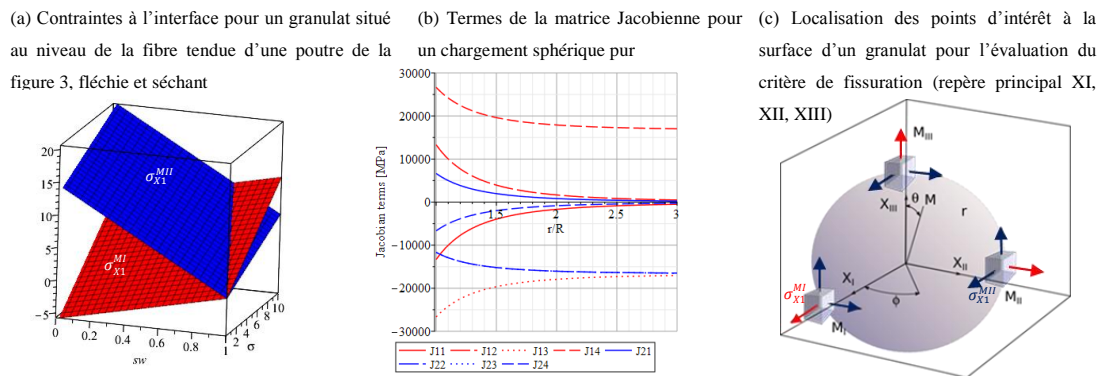
La plupart des mécanismes de dégradation listés précédemment ont pour origine une déformation différentielle entre la matrice cimentaire et les plus gros granules. Certains modèles macroscopiques intègrent d'ailleurs déjà ces couplages via la combinaison des champs de contraintes locaux et la contrainte moyenne macroscopique (Grimal et al. 2010; Morenon et al. 2017).



**Figure 1.** Comparaison du schéma d'homogénéisation de Mori Tanaka (b) et d'une modélisation mésoscopique périodique classique (b et c).

La limite d'utilisation de ces modèles provient généralement du fait que la quantification des champs de contraintes locaux utilisés dans les critères de plasticité et d'endommagement est difficile à appréhender de façon analytique. C'est principalement pour cette raison que les modèles d'homogénéisation et les modèles numériques mésoscopique peuvent apparaître comme des alternatives intéressantes. Ces modèles sont en effet capables de considérer les champs locaux de contrainte en les estimant soit de façon analytique (méthode d'homogénéisation (figure 1b), soit explicitement en modélisant numériquement les inclusions (figure 1a et 1c). D'une façon générale, les modèles d'homogénéisation sont capables de considérer plusieurs échelles d'inclusion imbriquées, plusieurs formes ou caractéristiques d'inclusions ; ils considèrent également les interactions entre inclusions de façon moyennée via des schémas d'homogénéisation adaptés. Bien que la prise en compte des interactions entre inclusions n'y soit considérée qu'en moyenne, ces schémas d'homogénéisation restent très performants pour estimer les modules élastiques jusqu'à des taux d'inclusion compatibles avec la fraction de granules dans un béton, comme le montre la figure 1b, ce qui signifie que les champs moyens de contraintes par phase sont réalistes. Sur la figure 1, la compressibilité homogénéisée est calculée avec le schéma d'intégration classique de Mori-Tanaka et est comparée à une modélisation éléments finis linéaire mésoscopique avec des conditions aux limites périodiques. Il apparaît clairement que, bien que le schéma de Mori-Tanaka fonctionne bien (ce qui signifie que les contraintes moyennes dans la matrice et dans les inclusions sont réalistes), il existe des variations locales importantes de la contrainte au niveau de l'interface matrice-inclusion qui sont considérées dans les modèles mésoscopiques, mais inaccessibles dans les schémas d'homogénéisation classiques. Partant de ces constatations, le LMDC a tenté, dans le cadre du projet ANR MOSAIC, d'établir un critère de fissuration basé non plus sur le champ moyen dans la matrice ou dans l'inclusion, mais sur la singularité du champ au niveau de l'interface (comme dans les modèles mésoscopiques numériques, mais sans mailler les inclusions), ce qui a nécessité de ne plus utiliser seulement les tenseurs de localisation par phase (type Eshelby), mais de calculer également les expressions des contraintes aux interfaces en fonction des données du problème de

mécanique, qui pour un code aux éléments finis classique sont les déformations issues du champ de déplacement macroscopique et les champs de déformations anélastiques locaux imposés dans les phases (inclusion, matrice). Ce travail a été finalisé pour une inclusion sphérique. Le critère de fissuration est alors établi sur des points d'intérêts situés à la surface de l'inclusion comme indiqué sur la figure 2c. Chacune de ces contraintes est issue de la superposition de chargements élémentaires sphériques et déviatoriques ; les dérivées de ces contraintes par rapport aux déformations imposées constituent une matrice Jacobienne (qui a dimension d'une matrice de rigidité) dont quelques termes sont représentés graphiquement sur la figure 2b. La figure 2b montre clairement que la concentration de la contrainte ortho-radiale (en bleu) sera maximale à l'interface ( $r/R=1$ ), puisque le Jacobien y est maximum, et c'est donc à cet endroit que doivent être définis les critères d'amorçage de fissure, et non pas avec la contrainte moyenne par phase qui est bien considérée dans le calcul des modules mais ensuite « oubliée » par les méthodes d'homogénéisation classiques. Sur la figure 2b, par exemple, le terme  $J_{21}$  correspond à la rigidité tangente à l'interface due à un gonflement imposé dans l'inclusion ; il est positif, alors que  $J_{13}$  est négatif car il correspond à une dilatation imposée dans une matrice confinée.



**Figure 2.**(a) Evolution de 2 contraintes suivant l'axe  $X_1$  de la figure 2(c) pour un couplage retrait-charge axial ( $\sigma$  est la contrainte macroscopique suivant  $X_1$ ,  $sw$  le degré de saturation du mortier) ; (b) Evolution des termes du Jacobien des contraintes radiales (rouge) et ortho-radiales (bleu) par rapport aux déformations imposées, en fonction de la distance  $r$  au centre du granulat sphérique de rayon  $R$  ; (c) Représentation des 3 points d'évaluation du critère à la surface d'une inclusion sphérique.

Une fois tous les chargements considérés, des critères de Rankine (en contrainte principale de traction  $\sigma_I^{MJ}$  sur la figure 2a et 2c) sont construits pour chacun des 3 points d'intérêt (figure 2c) et utilisables pour calculer les déformations anélastiques induites (fluage et plasticité), ainsi que les endommagements.

### 3. Application

Les essais réalisés dans le cadre du projet MOSAIC permettent de connaître non seulement les caractéristiques mécaniques macroscopiques classiques telles que les résistances en traction  $R_t$ , et en compression  $R_c$ , mais aussi les retraits libres pour différents niveaux de séchage ainsi que les résistances à la flexion de poutres non armées sollicitées en flexion 3 points et 4 points. La première étape d'exploitation de ces essais consiste à déterminer la résistance locale à l'interface inclusion-matrice  $Rt^{mi}$ . En effet, le critère étant écrit en contrainte principale locale, la résistance à considérer est également locale.

#### 1.1. Détermination de la résistance à la traction au niveau de l'interface inclusion –matrice

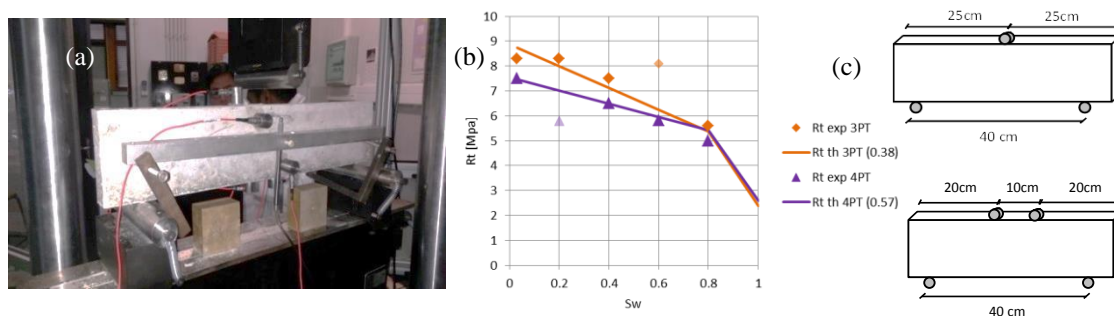
Le niveau de sollicitation au voisinage immédiat de l'inclusion dépend à la fois de la sévérité du séchage, du niveau de chargement de la poutre, et de la fraction volumique des inclusions à l'endroit où se produit la rupture. Grâce aux matrices Jacobiennes établies durant ce projet de recherche, il est possible de connaître l'évolution des contraintes aux points d'intérêt sans recourir à une modélisation numérique fine. Dans cette analyse, le mortier est considéré comme étant la matrice, et les granulats de diamètres supérieurs à 4 mm les inclusions. La première étape consiste à déterminer l'intensité du retrait dans le mortier. La seconde étape consiste à calculer les contraintes dues au retrait au niveau des points d'intérêt. A ces contraintes locales sont ajoutées celles induites par le chargement extérieur, on utilise pour cela le Jacobien des contraintes par rapport aux déformations de la figure 2b, ce qui permet de calculer les contraintes illustrées en 2a. L'analyse inverse de la poutre en flexion 3 points a permis de constater que la résistance locale au niveau de l'interface granulat-pâte pouvait être considérée comme la cohésion propre de la matrice saturée à laquelle pouvait être ajoutée la contribution des tensions capillaires, expliquant ainsi l'augmentation de la résistance à la flexion des poutres en fonction du



séchage comme le montre la figure 3b : par exemple, à une résistance macroscopique de 8 MPa à 20% de saturation sur la figure 3b correspond une contrainte à l'interface de 15 MPa sur la figure 2a ; la rupture provient dans ce cas d'une décohésion radiale (contrainte maximale au point  $M_{II}$  dans la direction  $X_I$ ), donc perpendiculaire à la tension macroscopique, ce qui n'est plus le cas à saturation où la rupture a lieu à l'interface granulat-pâte (point  $M_I$ , direction  $X_I$ ). Cette première analyse a montré que pour les poutres les plus sèches, le coefficient de Biot à utiliser pour estimer la contribution de la dépression capillaire à la résistance d'interface devrait être inférieur à celui nécessaire au calcul du retrait du mortier, ce qui montre que la transmission des dépressions capillaires est gênée localement par la fissuration induite par les contraintes microscopiques.

## 1.2. Prédiction de la charge à rupture d'éprouvettes séchées et chargées

Connaissant la résistance locale du mortier et sa dépendance à la saturation, une tentative d'explication de l'effet d'échelle statistique a été réalisée ; pour cela, la densité locale de gros granulats a été supposée aléatoire et susceptible d'atteindre de façon très locale des valeurs plus élevées qu'en moyenne. Cette hypothèse permet d'expliquer l'effet d'échelle probabiliste observé entre les deux poutres comme le montre la figure 3b. Cet effet, également modélisable par la théorie de Weibull (Sellier and Millard 2014), entraîne une moindre capacité portante de la poutre en flexion 4 points par rapport à la poutre en flexion 3 points du fait de la plus grande probabilité d'un arrangement granulaire défavorable sur la longueur fléchie, comme observé expérimentalement dans (Bucher et al. 2017). Ce modèle de critère de fissuration est désormais généralisable à d'autres couplages multi-physiques (gonflement imposé de l'inclusion pour la RAG, gonflement imposé de la matrice pour la RSI...): il n'est plus nécessaire de modifier le critère pour chaque pathologie, seules les causes physiques doivent être rajoutées sous forme de déformations imposées dans l'inclusion, ou dans la matrice.



**Figure 3.** Evolution de la contrainte maximale de flexion ( $R_t$ ) en flexion 3 points (3PT) et 4 points (4PT) des poutres en fonction du degré de saturation ( $S_w$ ), modélisation basée sur les critères d'interface granulat-mortier comparée aux points expérimentaux (marqueurs pleins pour les points considérés comme fiable, marqueurs clairs pour les point inexpliqués)

## 4. Bibliographie

- Bucher, R, Vidal, T., A Sellier A., and J Verdier J., 2017. "Effet du séchage sur les propriétés mécaniques des matériaux cimentaires" In *Congrès Français de Mécanique*, Eds Association Française de Mécanique, ISSN : 2491-715X (en ligne), Lille 27 Août - 1<sup>er</sup> Septembre 2017, Lille (France).
- Grimal, E. et al. 2010. "Concrete Modelling for Expertise of Structures Affected by Alkali Aggregate Reaction." *Cement and Concrete Research* 40(4): 502–7. <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0008884609002476> (January 28, 2012).
- Morenon, P. et al. 2017. "Impact of Stresses and Restraints on ASR Expansion." *Construction and Building Materials* 140.
- Rahal, S., A. Sellier, and Verdier. J., 2016. "Modelling of Change in Permeability Induced by Dilatancy for Brittle Geomaterials." *Construction and Building Materials* 125: 613–24. <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061816312624>.
- Sellier, A., and Millard, A. 2014. "Weakest Link and Localisation WL2: A Method to Conciliate Probabilistic and Energetic Scale Effects in Numerical Models." *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 18(10).

---

# Vers une modélisation avancée du contact pneu-chaussée en vue de l'amélioration du calcul de durée de vie

E.Y. MANYO, B. PICOUX, P. REYNAUD, F. ALLOU, C. PETIT

Laboratoire GC2D, Université de Limoges, Boulevard J. Derche, 19300 EGLETONS.

[edem-yawo.manyo@unilim.fr](mailto:edem-yawo.manyo@unilim.fr), [benoit.picoux@unilim.fr](mailto:benoit.picoux@unilim.fr), [philippe.reynaud@unilim.fr](mailto:philippe.reynaud@unilim.fr), [fatima.allou@unilim.fr](mailto:fatima.allou@unilim.fr), [christophe.petit@unilim.fr](mailto:christophe.petit@unilim.fr)

---

**RÉSUMÉ.** L'apparition de nouveaux matériaux dans les structures de chaussée avec la diminution de l'épaisseur des couches de surface, de l'augmentation des chargements et de passage répété des poids lourds a entraîné de nouvelles pathologies de dégradation. Outre les problèmes d'orniérage, on trouve actuellement l'apparition de fissures descendantes (top down cracking) ainsi que la décohésion aux interfaces de la structure. Ces dernières ne permettent pas d'estimer convenablement les durées de vie de la chaussée, avec les méthodes de dimensionnement existantes. Cet article propose une nouvelle approche du contact pneu-chaussée permettant de mieux appréhender les contraintes dans une structure de chaussée bitumineuse à l'aide d'un outil rapide de calcul semi-analytique (SAM). Le résultat montre une répartition non homogène des contraintes dans la structure et principalement dans les premiers centimètres sous la surface avec des niveaux plus importants que peuvent le prédire les modèles existants. Les résultats de SAM ont été comparés à ceux d'Alizé-LCPC dans le cas d'une couche infinie. Une fois validés, ces résultats permettront d'estimer plus fidèlement la durée de vie résiduelle de même que la compréhension des mécanismes de dégradation proche de la surface.

**ABSTRACT.** The emergence of new materials in pavement structures with a decreasing of the thickness of the surface layers, of truck loads increasing and their repeated passage frequency has led to new pathologies of pavement degradation. In addition to well-known rutting problems, there is now the appearance of top down cracking as well as decohesion problems at the interfaces of this multilayer structure. In the current design methods, these new impairments do not make it possible to estimate the durability of the roadway and are often overestimated. This paper proposes an innovative approach of the tire-road contact making it possible to better understand the stresses in a bituminous pavement structure. With the help of a fast semi-analytical (SAM) calculation tool. The result shows a non-homogeneous distribution of stresses in the structure and mainly in the first centimeters below the surface with much higher levels than can be predicted by current models. The results of SAMRoute were compared to those of Alize-LCPC in the case of an infinite layer. Once validated, these results will make it possible to more accurately estimate the residual lifespan, but also to understand and avoid the mechanisms of degradation close to the surface.

**MOTS-CLÉS :** Chaussées souples, contact pneu-chaussée, méthode semi analytique, dégradation.

**KEY WORDS :** Flexible pavement, tyre-road contact, Semi analytical model, degradation.

---

## 1. Introduction

Avec l'augmentation constante du trafic et la multiplication de zones singulières tels que les giratoires par exemple, les chaussées bitumineuses sont de plus en plus sollicitées. Outre les problèmes bien connus d'orniérage, de décollement de couche et de fissuration remontante, il apparait de nouvelles pathologies telles que la fissuration par le haut et l'arrachement des couches de surface. Ces nouvelles dégradations prennent naissance et se propagent à la surface de la structure. Pour les comprendre et les intégrer dans un calcul de durée de vie fiable, il est nécessaire de prendre en compte une modélisation beaucoup plus avancée des champs mécaniques causés par l'impact du chargement et l'interaction du contact pneumatique - chaussée.

## 2. Modélisation du contact pneu chaussée

De nos jours, le champ de pression pneumatique à la surface de la chaussée est toujours idéalisé par une distribution uniforme dans les logiciels de dimensionnement de chaussée. Alizé-LCPC [IFS 16], l'outil le plus utilisé en France pour le dimensionnement rationnel des chaussées, utilise un calcul analytique et permet de prendre en compte plusieurs couches de matériaux (collées ou glissantes), un chargement de type essieu unique ou multiple mais une surface de contact idéalisée. Viscoroute [DUH 05], développé sur la même base propose une modélisation semi analytique viscoélastique des chaussées bitumineuses. Il repose sur un modèle de structure multicouche semi-infinie prenant en compte la loi de comportement thermo-viscoélastique de Huet-Sayegh, mais, en considérant toujours un chargement idéalisé modélisé par une surface rectangulaire ou elliptique. Ces outils permettent d'avoir les déformations, les contraintes et les déplacements en différents points de la chaussée et d'estimer les valeurs admissibles. La représentation du profil de distribution réel du contact a été mise en œuvre par De Beer et Fisher [DEB 13] par des mesures avec le système nommé SIM (Stress In Motion). L'auteur de SIM a prouvé que la pression de contact Pneu-Chaussée est loin d'être idéalisée par une distribution uniforme. Ces mesures ont été aussi utilisées pour des calculs éléments finis sur des structures de chaussées pour étudier la fissuration par fatigue et l'orniérage. Pour la même problématique, une étude de l'interaction entre le pneu et la chaussée par la méthode des éléments finis (FEM) a été effectuée par Wang et al [WANG 12] pour déterminer les contraintes surfaciques en régime statique et en roulement. Les résultats ont permis de montrer la distribution non uniforme, mais s'agissant de FEM, la modélisation de la texture du pneu ainsi que les temps de calcul restent longs et fastidieux. Pour remédier à ces inconvénients, nous allons présenter dans cet article une modélisation par la méthode numérique dite semi-analytique (SAM). Cette méthode a été utilisée depuis de nombreuses années pour traiter des problèmes simple (comme un contact élastique en statique) entre des massifs à géométries complexe. Cette méthode nécessite la connaissance ou la détermination de nouvelles solutions analytiques. Elle était utilisée avec des algorithmes de Newton Raphson et de Gauss-Seidel pour résoudre des problèmes de contact sous un chargement statique [BEN 67]. Au fil du temps, SAM a évolué en passant par la méthode multi grille et la transformé de Fourier rapide (FFT). Cette dernière technique était retenue la mieux adaptée pour la résolution de problème de contacts complexes (Matériaux inélastique, prise en compte des hétérogénéités et du revêtement...). La FFT permet un gain de temps mais par contre elle impose une extension de la taille de la zone de calcul par un facteur de 8 dans toutes les directions. La DC-FFT est alors utilisée pour divisée cette facteur par 2. La méthode Semi-Analytique est le plus souvent appliquée aux massifs semi-infinis d'où l'utilisation du théorème des espaces semi-infinis. Le modèle utilisé dans cet article a été développé et validé sur des applications aux problèmes de fretting, d'hétérogénéité, de plasticité [CHA 11] et de contact pneu/chaussée avec un pneu de profil lisse [REY 16]. Le problème de contact est étudié ici en utilisant SAM et appliqué au contact Pneu/Chaussée pour une comparaison avec un calcul standard d'Alizé-LCPC.

### 2.1. Formulation

Le problème est ici limité à un problème purement élastique pour une analyse des champs mécaniques en surface et à quelques centimètres de la surface. En supposant un chargement unitaire en surface d'un massif semi-infini, le déplacement normal élastique sous cette charge élémentaire est donné par la formule de Love [LOV 57]. Etant donné que le principe de résolution du problème de contact par la méthode semi-analytique est basé sur une sommation des solutions analytiques, un principe de superposition appliqué à cette solution unitaire sur une surface discrétisée, donne :

$$u_{zij} = \sum_{i=1}^{N_x} \sum_{j=1}^{N_y} K_{i-k,j-l} * p_{kl}$$

où  $p_{kl}$  est la distribution de la pression de contact, (\*) un produit de convolution,  $K_{i-k,j-l}$  sont des coefficients d'influence obtenus par solutions analytique et  $u_{zij}$  sont les déplacements élastiques normaux de la surface.

Une FFT est appliquée à ce produit de convolution afin d'obtenir une multiplication :

$$\hat{u}_{ij} = \hat{K}_{ij} \times \hat{p}_{ij}$$

Cette dernière équation peut être résolue alors par la méthode du gradient conjugué (CGM) pour la détermination de la pression de contact et le déplacement élastique en prenant en compte les propriétés élastiques des matériaux en contact. Les réponses en sous couche sont déterminées par les équations de Love ou de Cerruti.

## 2.2. Structure du pneu

Afin d'intégrer le profil réel de distribution de la pression de contact, nous avons besoin d'une représentation fidèle de la géométrie du pneumatique. Pour cela, nous devons numériser le profil du pneu en coordonnées cartésiennes. Deux méthodes ont été développées au laboratoire GC2D, une méthode optique [MAN 17] qui utilise une technique de projection de franges et plus récemment une méthode de photogrammétrie qui nécessite un simple appareil photographique. Plusieurs clichés du pneumatique sont effectués au préalable (avec une zone de recouvrement d'environ 80% par cliché avec une même profondeur de prise de vue). Le traitement de ces clichés est effectué par un logiciel afin d'avoir un profil précis du pneumatique (figure 1).

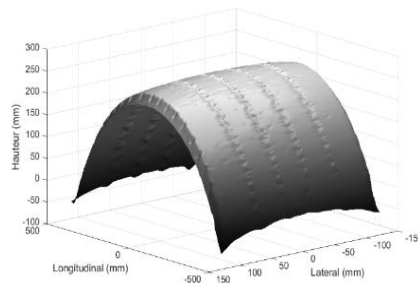


Figure 1 : Géométrie numérisée d'un pneumatique de poids lourds

## 3. Résultats : cas d'une chaussée standard simplifiée en une couche semi-infinie

Nous réalisons au préalable et sur une structure simplifiée de chaussée (couche infinie de matériau bitumineux :  $E = 5400$  MPa,  $\nu = 0,35$ ) une étude comparative entre un calcul Alizé et une simulation dans les mêmes conditions de contact idéalisé effectuée avec SAM. Ensuite, une comparaison entre les résultats Alizé et les résultats de calcul SAM avec un pneumatique réel est effectuée. La charge de référence sur roue isolée est de 32,5 kN. La figure 2 montre ainsi le profil de pression de contact standard issu du calcul Alizé et celui calculé avec SAM pour cette charge standard sur roue isolée.

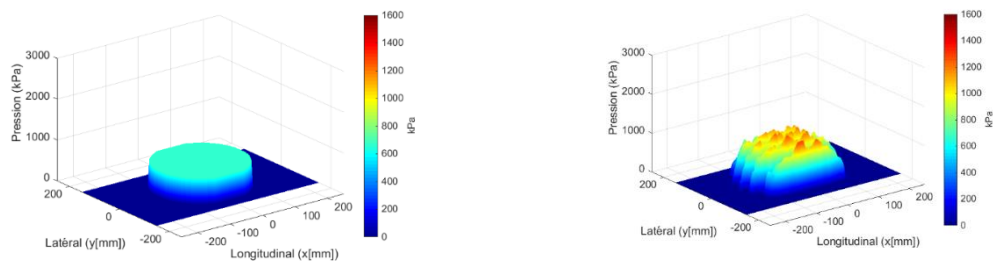


Figure 2 : Distribution de la pression de contact selon ALIZE (à gauche) et selon SAM (à droite)

La figure 3 présente les résultats de comparaison sur les contraintes et déformations principales entre SAM et Alizé pour un calcul avec le chargement idéalisé qui assure la bonne correspondance entre les deux logiciels pour un calcul identique de chargement idéalisé. La figure 4 présente enfin les résultats de comparaison sur les contraintes principales entre SAM et Alizé en intégrant le chargement réel dans SAM et l'augmentation des déformations principales sous la surface passant de 50  $\mu$ def pour le calcul Alizé à environ 100  $\mu$ def. L'effet de la structure du pneumatique sur les déformations admissibles et responsable de la fissuration est alors démontré.

#### 4. Conclusion

Dans cet article une méthode de calcul semi analytique des champs de contraintes et de déformations dans une structure de chaussée, provoqué par un contact pneumatique-chaussée très proche de la réalité. Il a permis de montrer l'importance de la prise en compte de la géométrie du pneumatique dans la compréhension des phénomènes de dégradation dans la couche de roulement (notamment sur les mécanismes de fissuration nommée top down cracking) et l'apport dans le dimensionnement d'une structure routière.

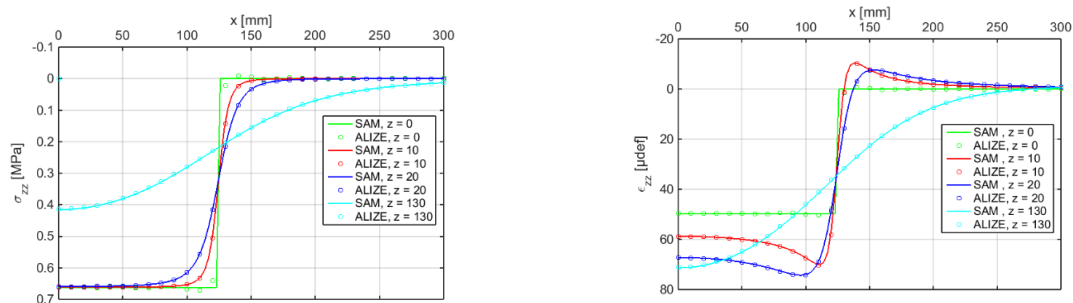


Figure 3 : Comparaison entre un calcul Alize et une simulation de type Alize avec SAM : contraintes verticales (à gauche) et déformations verticales (à droite)



Figure 4 : Comparaison Alizé / SAM - pneu réel : Contrainte verticale (à gauche), Déformations verticales au centre du contact (à droite)

#### 5. Bibliographie

[BEN 67] BENTALL R.H., JOHNSON K.L., « Slip in the Rolling Contact of Two Dissimilar Elastic Rollers », *International Journal of Mechanical Science*, vol. 9, n°6, 1967, 389-404.

[CHA 11] CHAISE T., NELIAS D., « Contact Pressure and Residual Strain in 3D Elasto-Plastic Rolling Contact for a Circular or Elliptical Point Contact », *Journal of Tribology*, vol. 133 n° 4, 2011, pp.041402.

[DEB 13] DE BEER M., FISHER C., « Stress-in-motion (sim) system for capturing tri-axial tyre-road interaction in the contact patch », *Measurement*, vol. 46, n° 7, 2013, p 2155-2173.

[DUH 05] DUHAMEL D., CHABOT A., TAMAGNY P., HARFOUCHE L., « ViscoRoute Logiciel de modélisation viscoélastique des chaussées bitumineuses », *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 258-259, 2005, p. 89-103.

[IFS 16] IFSTTAR, *Alizé-LCPC, Manuel Version 1.5*. 2016, 115 pages.

[LOV 52] LOVE A. E. H. *A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity*. Cambridge University Press, London, 4 édition, 1952.

[MAN 17] MANYO E. Y., LEANDRY I., PICOUX B., REYNAUD P., ALLOU F., PETIT C., « 3D modeling and measuring of tire-pavement contact pressure » *The 10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields BCRRA*, Athens, 28-30 June 2017, CRC Press.

[REY 16] REYNAUD P., NASR S. B., CHAISE T., NELIAS D., PETIT C., ALLOU F., « 3d modelling of tire-pavement contact pressure », *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. Vol. 21, n° 6, 2016, p. 112-127.

[WAN 12] WANG H., AL-QADI I. L., STANCIULESCU I., « Simulation of tyre–pavement interaction for predicting contact stresses at static and various rolling conditions », *International Journal of Pavement Engineering*, vol. 13, n° 4, 2012, p 310-321.





# Géotechnique, dépollution des sols

---

# Caractérisation de l'effet d'un agent tensio-actif sur la perméabilité et la rétention d'eau dans un sol

Moez SELMI<sup>1,2</sup>, Mariem KACEM<sup>1</sup>, Mehrez JAMEI<sup>2</sup>, Philippe DUBUJET<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Lyon, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint-Etienne, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes, Saint Etienne, France (moez.selmi@enise.fr , mariem.kacem@enise.fr , Philippe.dubujet@enise.fr)

<sup>2</sup> National Engineering School of Tunis, Civil Engineering Department, Tunis El Manar University, Tunisia (moez.selmi@enise.fr, mehjamei@yahoo.fr )

---

## RÉSUMÉ.

Les tunneliers à pressions de terre (EPBM, Earth Pressure Balance Machine) sont conçus pour le creusement des tunnels en terrain meuble. Dans le cas des sols fins, des additifs sont utilisés pour augmenter les performances et faciliter le creusement. Ces additifs sont classiquement formés par des mousses à base de tensio-actif. Au cours du traitement la mousse s'intègre dans le sol en modifiant sa structure à partir de la création des porosités fermées formées par des bulles de gaz discrètes. La présence de la mousse dans le sol modifie les propriétés hydromécaniques du sol. Cette étude s'intéresse à étudier l'effet d'un agent moussant (CLBF5 TM) sur la perméabilité et la rétention d'eau dans un sol sableux argileux. Des essais de perméabilité à charge variable montrent que l'injection de la mousse dans le sol conduit à la diminution de la perméabilité du mélange. Sous l'effet de la consolidation la perméabilité du sol traité tend vers celle du sol propre grâce à la dégradation de la mousse. La courbe de rétention d'eau est affectée par la présence de la mousse dans le sol et agit sur la succion dans le sol. La mousse provoque une désaturation rapide de l'échantillon et modifie les paramètres de drainage du sol. La connaissance de ces deux paramètres valorise la maîtrise des sols excavés et traités par des agents moussants. Ces sols sont généralement classés comme déchets polluant et placés dans des zones de dépôt.

## ABSTRACT.

Earth Pressure Balance Machine (EPBM) is designed for digging tunnels in grinding ground. In the case of fine soils, additives are used to increase performance and facilitate digging. These additives are conventionally formed by surfactant-based foams. During the treatment the foam mixed with the soil modify the soil structure which results in the creation of closed porosity formed by discrete gas bubbles. The presence of the foam in the soil modifies the hydro-mechanical properties of the soil. This study investigates the effect of a foaming agent (CLBF5<sup>TM</sup>) on permeability and water retention in sandy clay soil. Permeability tests with variable load show that the injection of the foam into the soil leads to the decrease of the permeability of the mixture. The water retention curve is affected by the presence of the foam in the soil and acts on the suction in the soil. The knowledge of these two parameters enhances the control of excavated soils and treated with foaming agents. These soils are generally classified as polluting waste and placed in disposal areas.

**MOTS-CLÉS :** sol fin, propriétés hydrauliques, mousse, perméabilité, rétention d'eau

**KEY WORDS:** fine soil, hydraulic properties, foam, permeability, retention curve

---

## 1. Introduction

Les machines EPB (Earth Pressure Balance Machine) sont destinées à creuser dans les sols fins argileux. Pendant le creusement des sols argileux par ce type tunneliers, des problèmes de collage de l'argile sur l'outil se produisent. Ces problèmes se traduisent par des blocages et réduction des performances dans la tête de coupe et le convoyeur à vis qui assure l'extraction du sol en dehors du tunnelier [MIL 2000, PEN 2007, PEI 2011]. Des additifs sous forme de tensio-actif sont généralement utilisés pour résoudre ces problèmes. Ces additifs permettent d'atténuer les inconvénients des boues lourdes. Ils confèrent aux déblais une fluidité qui améliore leur évacuation ainsi que leur imperméabilité à l'eau [PIC 2015, LAN 2000, LAN 2005].

Le traitement du sol par les agents moussants affecte en premier temps la structure du sol traité à travers la modification de la porosité et la création des bulles discrètes [PSO 2002, BEZ 2012, MOR 2018]. Mori, 2018 [MOR 2018] montre l'augmentation du volume d'air dans le mélange sol mousse en fonction du taux d'injection de la mousse dans le sol (FIR). Ce volume d'air introduit dans le sol sous forme de porosité fermée conduit à une modification des propriétés hydromécaniques du sol (consolidation, cisaillement, perméabilité... Etc). Plusieurs auteurs ont étudié l'effet de la mousse sur les propriétés mécanique et hydraulique du sol [VEN 2007, THE 2010]. Les résultats montrent une diminution de la perméabilité, de l'angle de frottement et une augmentation de la compressibilité du sol traité. Par ailleurs, l'état de la mousse dans le sol est non stable, il peut être dû à plusieurs causes : état de contrainte du sol, état de saturation et vieillissement de la mousse au cours du temps.

Le but de cette étude est d'étudier l'effet de l'instabilité de la mousse sous l'effet de la consolidation sur la perméabilité et la rétention d'eau dans le sol. Le sol étudié est un sol sableux-argileux traité avec l'agent moussant CLB F5<sup>TM</sup>. Des essais de perméabilité à charge variable ont été réalisés afin d'étudier l'effet de la mousse sur la perméabilité. Les essais sont ensuite réalisés sous différentes charges de consolidation afin de déduire l'effet de l'état de consolidation du mélange sol-mousse sur la perméabilité. L'effet de la mousse sur le chemin de désaturation du sol a été aussi étudié. La courbe de rétention d'eau a été réalisée à partir de la cellule à pas de pression multiple. Les deux courbes de rétention d'eau du sol traité et sol non traité ont été étudiées afin d'analyser l'effet de la mousse. L'effet de la variation du pourcentage volumique de la mousse injectée dans le sol (FIR) sur la perméabilité et la rétention d'eau a été aussi étudié.

## 1. Matériel et méthodes

Dans le cadre de notre étude, un sol sableux-argileux constitué de 60% de sable ( $D_{50} = 0,38 \text{ mm}$ ) et du Kaolin ( $D_{50} = 0,01 \text{ mm}$ ) a été choisi pour s'adapter au mode de creusement par les tunneliers EPB. Ce type de sol nécessite un traitement par des agents moussants pour réduire l'aspect collant de l'argile il correspond à un sol de type A1 selon la classification GTR.

L'agent moussant (CLB F5<sup>TM</sup>) utilisé est fourni par l'entreprise CONDAT. Ce tensioactif de type anionique est utilisé principalement dans les terrains imperméables ou les terrains avec une forte teneur en fines comme les limons et les argiles.

La procédure de traitement du sol par la mousse est définie par trois paramètres essentiels :

- Concentration de l'agent tensio-actif :  $C_f(\%)$  :  $C_f = m_{at}/m_{dm}$  [1]
- Taux d'expansion de la mousse : FER (%) :  $FER = V_m/V_{dm}$  [2]
- Taux d'injection de la mousse : FIR (%) :  $FIR = V_m/V_{sol}$  [3]

avec  $m_{at}$  représente la masse de l'agent tensio-actif,  $m_{dm}$  la masse de la dissolution de l'agent moussant dans l'eau,  $V_{dm}$  le volume de la dissolution de l'agent moussant dans l'eau,  $V_m$  le volume de la mousse expansée et  $V_{sol}$  le volume de la dissolution de l'agent moussant dans l'eau.

Les paramètres de traitement optimal du sol choisis ont été déterminés en utilisant l'essai de mini-cône d'Abrams. Cette méthode a été utilisée par plusieurs chercheurs pour déduire les paramètres permettant une consistance adéquate du sol excavé et qui se traduit par un affaissement au mini-cône de 4 cm [BOR 2010; PEI 2009; QUE 1998 ; ZUM 2017]. Dans notre cas, un  $C_f=3\%$ ,  $FER=10\%$  et  $FIR=150\%$  ont été utilisés pour satisfaire cette condition.

Les mesures de perméabilité à charge variable sont effectuées en utilisant la cellule œdométrique. Cette méthode est conçue pour les sols argileux afin d'appliquer des charges hydrauliques variables et faibles. Les échantillons des sols dans la cellule sont caractérisés par un diamètre de 7,2 cm et une hauteur de 2 cm. La méthode de perméabilité à charge variable consiste à créer une différence de charge entre le bas et le haut de l'échantillon (Norme NF X30-422). La perméabilité de l'échantillon est déduite par l'équation 4.

$$K=(\alpha L/S \Delta t) \ln[h_1/h_2] \quad [4]$$

avec  $\alpha$ ,  $S$  et  $L$  représentent respectivement la section du tube d'eau relié à l'échantillon, la section et la hauteur de l'échantillon du sol,  $\Delta t$  est l'intervalle du temps entre un temps  $t_1$  et  $t_2$ ,  $h_1$  et  $h_2$  représentent les différences de charge à  $t_1$  et  $t_2$  respectivement. L'essai de perméabilité est réalisé sur un sol propre et un sol traité préparé à la même teneur en eau initiale et consolidé à une charge identique afin de déduire l'effet de la mousse.

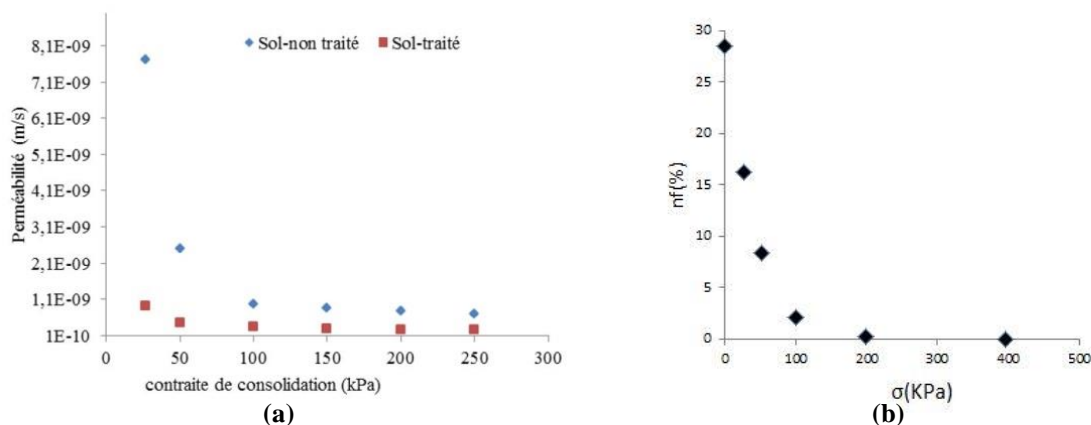
La courbe de rétention d'eau dans le sol est établie en utilisant la cellule à pas de pression multiple. Les deux paramètres : pression et teneur en eau volumique ( $\psi, \theta_w$ ) définissent la courbe de rétention d'eau. L'essai est réalisé sur un sol non traité et un autre traité avec une teneur en eau volumique initiale identique afin de déduire l'effet de la mousse sur la rétention d'eau dans le sol. Les paramètres de l'équation de van Genuchten sont déduits à partir de la courbe de rétention [MUA 1976, VAN 1980]. Ces paramètres sont nécessaires pour modéliser l'écoulement d'eau dans un sol non saturé. L'équation de van Genuchten relie la teneur en eau à la succion dans le sol par l'eq 5:

$$\theta(\psi) = \begin{cases} \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left(1 + |\alpha\psi|^{\frac{1}{1-m}}\right)^{-m} & \text{si } \psi > \psi_s \\ \theta_s & \text{si } \psi < \psi_s \end{cases} \quad [5]$$

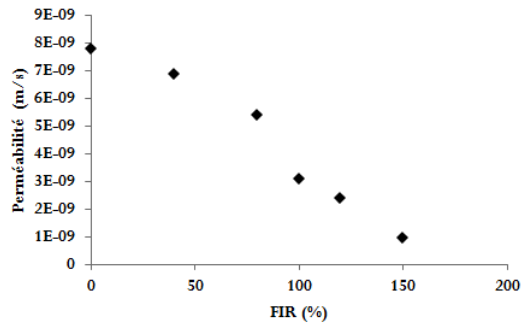
avec,  $\theta_r$  la teneur en eau résiduelle (%),  $\theta_s$  la teneur en eau à saturation (%),  $\psi$  est la succion du sol (KPa),  $\alpha$  est un paramètre empirique égale à l'inverse de la charge capillaire critique et  $m$  un paramètre empirique déterminé à partir du logiciel RETC (RETention Curve program for unsaturated soils) [VAN 1991].

## 2. Résultats et discussions

La perméabilité du sol est affectée par la mousse injectée ainsi que l'état de consolidation des échantillons. Les résultats trouvés montrent la diminution de la perméabilité du sol traité comparé au sol non traité pour des échantillons soumis à des contraintes de consolidation faible (inférieur à 50 kPa). En effet, la mousse s'intègre dans le sol comme un milieu granulaire équivalent qui se rajoute à l'initial en changeant les chemins d'écoulement d'eau dans le mélange sol mousse [GUI 2011]. Soumis à des contraintes de consolidation la mousse se dégrade et le volume des bulles générés dans l'échantillon se réduit [MOR 2018, SEL 2016]. La perméabilité du sol traité tend alors vers la perméabilité du sol propre (figure 1.a). En effet, la consolidation affecte le volume d'air créés par la mousse dans le sol ( $n_f$ ). Ce paramètre est estimé expérimentalement en mesurant le pourcentage volumique d'air généré par la mousse dans le mélange du sol traité. L'échantillon est saturé, mis à l'étuve pour déduire déterminer le volume solide et volume d'eau et déduire après le volume des bulles. L'évolution de ce paramètre en fonction de la pression de consolidation ( $\sigma$ ) est illustrée dans la figure 1.b. Elle montre une réduction considérable du volume de la mousse dans le sol sous effet de de la consolidation. Ce qui explique l'effet de la dégradation de la mousse sur la récupération de perméabilité du sol propre. Ces résultats sont confirmés par MOR [2018] qui a confirmé que la porosité du sol traité tend vers la porosité du sol propre sous une pression de consolidation inférieure à 200 kPa. Les résultats de mesure de perméabilité en fonction du FIR montrent une diminution de la perméabilité (figure 2). Ils confirment l'effet de la mousse injectée dans le sol sur la diminution de la perméabilité. Ce dernier résultat est similaire à celui trouvé dans d'autres travaux (VEN 2007, THE 2010, LAN 2000).



**Figure 1.** Effet de la consolidation sur la perméabilité et  $n_f$  (a) Evolution de la perméabilité sous effet de la consolidation (b) évolution de  $n_f$  en fonction de la pression de consolidation



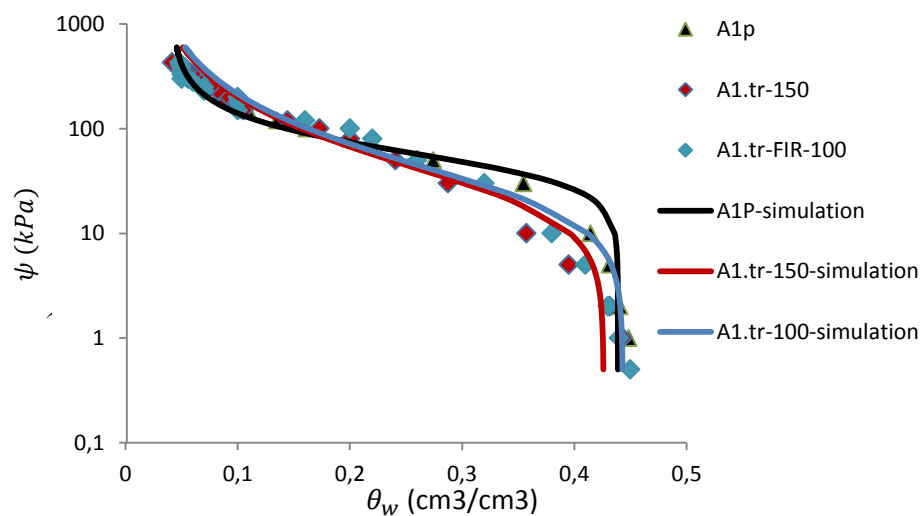
**Figure 2.** Evolution de la perméabilité en fonction de FIR

Les courbes de rétention d'eau établies pour les deux types de sol (traité et non traité) montrent que pour des pressions appliquées inférieures à 100 kPa, la teneur en eau volumique dans l'échantillon traité évolue plus rapidement qu'un sol non traité en fonction de la succion (figure 3). Cette évolution de teneur en eau conduit à une désaturation plus rapide de l'échantillon du sol. Cet effet est dû au drainage de la mousse avec l'eau contenue dans les pores du sol qui favorise ainsi la désaturation des échantillons traités. Pour des pressions fortes ( $\psi > 100$  kPa), la mousse commence à se dégrader et les volumes et tailles des bulles dans le mélange se réduisent considérablement [MOR 2018, SEL 2016]. Une faible quantité de bulles de la mousse reste piégée entre les grains du sol et le comportement du mélange tend vers le comportement du sol propre. A partir de ces résultats de la courbe de rétention, des paramètres de drainage d'eau dans le milieu non saturé sont déduits. L'évolution de la courbe de rétention en fonction du FIR montre que le drainage est affecté par les bulles d'air créées dans le mélange qui augmente en augmentant le paramètre de traitement FIR.

Les paramètres trouvés pour simuler les trois courbes de rétention montrent une diminution de la teneur en eau résiduelle  $\theta_r$  et de saturation dans le cas du sol traité. Les paramètres  $m$  et  $\alpha$  du mélange sol-mousse sont supérieurs à ceux du sol non traité (Tableau 1). Cela est dû à une évolution plus rapide de la teneur en eau volumique en fonction de la pression pour le sol traité. En effet, les bulles de la mousse occupent une partie de l'espace poreux qui a été occupé par l'eau dans le cas du sol non traité.

**Tableau 1.** Comparaison de paramètres van Genuchten pour un sol non-traité et sols traités

Paramètre	Sol non-traité	Sol-traité-FIR-100	Sol traité-FIR-150
$\theta_s$	0,0438	0,0431	0,0426
$\theta_r$	0,041	0,025	0,011
$\alpha$	0,024	0,035	0,03
$m$	0,64	0,52	0,40



**Figure 4.** Comparaison de la courbe de rétention d'eau entre un sol traité et un sol non traité (A1P : sol modèle non traité ; A1.tr : sol modèle traité)

### 3. Conclusions

Cette étude a été consacrée à la caractérisation des propriétés hydrauliques d'un sol sableux argileux traité par un agent tensio-actif. Les essais expérimentaux effectués permettent d'analyser l'effet de la mousse sur la perméabilité et la rétention d'eau du sol. Ces deux paramètres sont affectés par la réduction du pourcentage volumique la mousse dans le sol. Cette réduction se traduit par deux mécanismes qui peuvent être combinés. Un écrasement des bulles générés sous effet de la charge appliqué sur l'échantillon et le drainage de la mousse dans le milieu poreux.

Cette étude de l'évolution des propriétés hydrauliques d'un échantillon traité par un agent tensio-actif sous les conditions de pression et contrainte appliquée valorise la maîtrise et la gestion de ces types des sols qui sont considérés comme des déchets polluants.

### 4. Bibliographie

- [MIL 2000] Milligan G. Lubrication and soil conditioning in tunneling, pipejacking and microtunneling. A state of the art review. Technical report, Geotechnical-consulting group, 46 pages, 2000.
- [PEN 2007] Pena Duarte M.A. Foam as a soil conditioner in tunnelling : physical and mechanical properties of conditioned sands. PhD University of Oxford, 339 pages, 2007.
- [PEI 2011] Peila D., Picchio A. Influence of chemical additives used in EPB tunneling and its management. Int. Congress on Mechanized methods vs. conventional methods of tunnel construction, Warsaw, pp. 50-72, 2011.
- [PIC 2015] Picchio A., Martinelli D., Dal Negro E., Peila D., (2015). Laboratory tests on soil conditioning of clayey soil. Acta Geotechnica, First online: 30 september 2015, pp. 1– 14.
- [LAN 2000] Langmaack L (2000) Advanced technology of soil conditioning. North American Tunnelling Congress, Boston 2000, A.A Balkema, Rotterdam, Brookfeld, 2000, p 525. ISBN: 90 5809 162 7
- [LAN 2005] Langmaack L, Feng Q (2005) Soil conditioning for EPB machines: balance of functional and ecological properties. In: Erdem, Solak (eds) Underground space use: analyses of the past and lessons for the future. ISB 04 1575 452 9. 729-735
- [PSO 2002] Psomas, S., Houlsby G.T. (2002). Soil conditioning for EPBM tunnelling: compressibility behaviour of foam/sand mixtures. In 3rd International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Toulouse, pp. 215-220.
- [MOR 2018] Mori,L., Mooney,M., Cha,M. Characterizing the influence of stress on foam conditioned sand for EPB tunneling. Tunnelling and Underground Space Technology (71) pp.454-465, 2018.
- [SEL 2016] Selmi M, Kacem M, Jamei M, Dubujet Ph (2016) Effects of an added foaming agent on hydromechanical properties of soil. Int J Environ Chem Geol Geophys Eng 10(7):773–777
- [VIN 2007] Vinai, R., Oggeri, C., Peila, D., 2007. Soil conditioning of sand for EPB applications: a laboratory research. Tunn. Undergr. Space Technol. 23 (3), 308–317.
- [BEZ 2012] Bezuijen, A., 2012. Foam used during EPB tunnelling in saturated sand, parameters determining foam consumption. In: Proceedings WTC 2012. Bangkok, Thailand, pp. 267–269.
- [THE 2010] Thewes, M., Budach, C., 2010. Soil conditioning with foam during EPB tunnelling/ Konditionierung von Lockergesteinen bei Erddruckschilden. Geomech. Tunn. 3 (3),56–267,2010.
- [GUI 2011] Guillermic, R.-M. Propriétés physico-chimiques des mousses : études approfondies sur des mousses modèles et exploratoires sur de nouvelles mousses. Thèse de doctorat, 2011, Université de renne 1.
- [BOR 2010] Borio, L. and Peila, D.. Study of the Permeability of Foam Conditioned Soils with Laboratory Tests . American Journal of Environmental Sciences 6 (4), 365-370,2010.
- [EFN 2005] EFNARC. Specification and Guidelines for the use of specialist products for Mechanised Tunnelling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock, vol. 44 (April). pp. 1–45, 2005.
- [VAN 1980] Van Genuchten, M.Th. "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". Soil Science Society of America Journal. 44 (5): 892–898, 1980.
- [VAN 1991] van Genuchten, F. J. Leij and S. R. Yates, The RETC Code for Quantifying the Hydraulic Functions of Unsaturated Soils, U.S. Salinity Laboratory U.S. Department of Agriculture, Agricultural Research Service Riverside, Manuel, California 9250, December 1991.



# Effet de température des cycles thermiques sur les propriétés thermiques des sols compactés

BOUKELIA Ahmed<sup>1</sup>, ROSIN-PAUMIER Sandrine<sup>1</sup>, MASROURI Farimah<sup>1</sup>

<sup>1</sup>LEMMA (CNRS, UMR 7563), Université de Lorraine, cnrs, lemma, F-54000 Nancy  
sandrine.rosin@univ-lorraine.fr

---

*RÉSUMÉ. L'effet de la température et des cycles thermique sur les paramètres thermiques est étudié sur deux sols compactés. Les résultats montrent que la conductivité, la capacité thermique et la diffusivité thermique augmentent légèrement avec l'augmentation de la température. Cette augmentation est plus importante dans le cas des éprouvettes compactées du côté sec de la courbe de compactage. L'effet des cycles thermiques sur les propriétés thermiques est réversible après plusieurs cycles de chauffage – refroidissement.*

*ABSTRACT. The effect of the temperature and heating-cooling cycles on the thermal parameters of two compacted soils is studied. The results showed that thermal conductivity, the thermal capacity and thermal diffusivity of samples increase with temperature increase. This increase was larger for samples compacted on the dry side of the compaction curve. The application of cyclic temperature variations to the samples showed reversible evolutions in the thermal properties after a heating-cooling cycle*

*MOTS-CLÉS : sols compactés, température, paramètres thermiques.*

*KEY WORDS: compacted soils, temperature, thermal parameters.*

---

## 1. Introduction

La connaissance des propriétés thermiques des sols est nécessaire dans de nombreux projets géotechniques tels que le stockage des déchets radioactifs [RUT02], l'enfouissement des câbles de haute tension [DEL11], la géothermie de surface [BRA06]. Les paramètres thermiques qui gouvernent le transfert de chaleur dans le sol sont : la conductivité thermique ( $\lambda$ ) qui caractérise l'habilité du sol à conduire de la chaleur sous un gradient de température, la capacité thermique ( $C$ ) qui représente la capacité à emmagasiner la chaleur et la diffusivité thermique ( $\alpha$ ) qui caractérise le rayon d'influence autour de la source de chaleur. Ces caractéristiques thermiques ( $\lambda$ ,  $C$  et  $\alpha$ ) dépendent des paramètres physiques du sol : la densité, la teneur en eau, la minéralogie, la taille et l'arrangement des grains. Plusieurs études ont montré que la conductivité thermique augmente avec la densité sèche et la teneur en eau du matériau [ABU01] [BRA06], tout comme la capacité thermique [ABU03]. La composition minéralogique et la méthode de préparation de matériau influencent également les propriétés thermiques des sols [TAN05]. Par ailleurs, quelques rares études se sont intéressées à l'effet de la température sur les propriétés thermiques des sols [SMI13] [HIR00]. Les résultats de ces études montrent que les paramètres thermiques changent légèrement pour des températures entre 30°C et 50 °C et de façon plus prononcée au-delà de 50°C.

L'objectif de cette étude est de quantifier l'effet de la température et des cycles thermiques sur les trois paramètres thermiques ( $\lambda$ ,  $C$  et  $\alpha$ ) des sols compactés.

## 2. Matériaux et méthodes

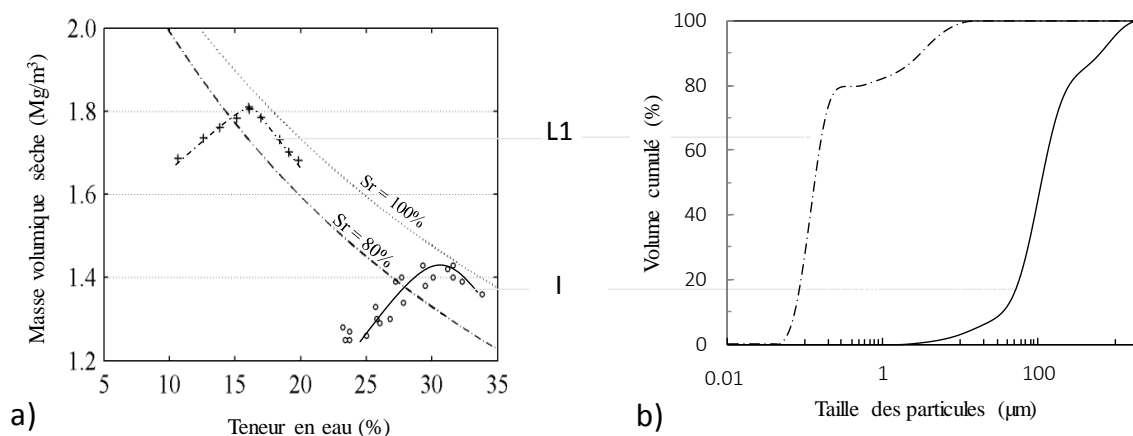
### 2.1. Caractérisation des matériaux

Deux différents types de sols sont étudiés : un limon (L1) et un matériau sablo-argileux composé d'un mélange sable d'Hostun et d'illite (SI). Les matériaux sont tout d'abord séchés, broyés puis tamisés à 2 mm avant d'être quartés et utilisés pour les différentes expérimentations. Le limon contient 80% de quartz, 7% de dolomite, 5% de calcite, 5% de matériaux argileux et 3% de feldspath. La granulométrie est obtenue par tamisage et essais de sédimentométrie, environ 20% des particules sont de la classe des fines (inférieure à 0,002 mm). D'autres

paramètres sont mesurés tels que les limites de liquidité ( $w_L=27\%$ ), et de plasticité ( $w_P=21\%$ ), l'indice de plasticité ( $IP=6$ ) [AFN93] et la valeur au bleu de Méthylène (MBV de 1,85 g/100g) [AFN99a]. La teneur en eau optimale ( $w_{OPN}=16\%$ ) et la masse volumique sèche maximale ( $\rho_{dmax}=1,81\text{Mg/m}^3$ ) sont déterminées par un essai de compactage Proctor normal (Figure 1a) [AFN99b]. Une campagne d'analyse analogue a été réalisés sur l'Illite, les résultats sont comparés à ceux du limon dans le tableau 1 et les figures associées (Fig. 1a et 1b). Ce second matériau, composé à 77% d'Illite, 12% de kaolinite et 12% de calcite est classé A

**Tableau 1.** Essais d'identification réalisés sur les matériaux.

Matériau	wP %	wL %	IP	VBM g/100g	w <sub>OPN</sub> %	$\rho_{dmax}$ Mg/m <sup>3</sup>	GTR (2000)
Illite (I)	34	65	31	5.41	31	1.43	A3
Limon de Plaisir (L1)	21	27	6	1.85	16	1.81	A



**Figure 1.** Courbes de compactage Proctor normal (a) et courbe granulométriques (b) pour chaque matériau.

Pour préparer les éprouvettes à des teneurs en eau et densités voulues, les matériaux secs et broyés sont initialement humidifiés et conservés dans des sacs hermétiques pendant 24h afin d'homogénéiser la teneur en eau. Puis les éprouvettes de 116 mm de hauteur et 152 mm de diamètre sont préparées par compactage dynamique dans un moule CBR. Pour étudier l'effet d'une variation de température, les éprouvettes préparées à différentes teneurs en eau et densités le long de la courbe Proctor sont isolées avec du papier aluminium et placées dans des boîtes hermétiques afin de limiter la variation de la teneur en eau. Les éprouvettes sont ensuite portées à des températures de 1 à 50°C dans une enceinte climatique thermorégulée.

## 2.2. Mesure des propriétés thermiques

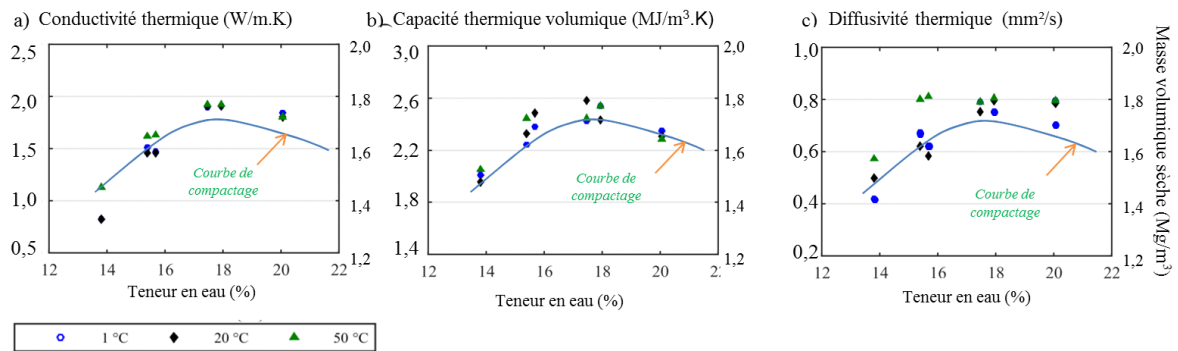
Les propriétés thermiques des éprouvettes sont mesurées à l'aide d'un conductimètre thermique KD2 Pro Decagon©. Deux sondes sont utilisées : une double sonde nommée SH1 et une sonde simple nommée TR1. La sonde SH1 est composée de deux tiges de 30 mm de longueur et de 1,3 mm de diamètre espacées de 6 mm. L'une des tiges porte l'élément de chauffe et la seconde mesure la température. Cette sonde permet de mesurer les conductivités thermiques ( $\lambda$ ) allant de 0,2 à 2 W/m.K, la capacité thermique volumique (C) allant de 0,2 à 4 MJ/m<sup>3</sup>.K et la diffusivité thermique ( $\alpha$ ) allant de 0,1 à 1 mm<sup>2</sup>/s. La sonde TR1, composée d'une tige simple (2,4 mm de diamètre et 100 mm de longueur) portant l'élément de chauffe et de mesure est utilisée pour mesurer la conductivité thermique lorsqu'elle est supérieure à 2 W/m.K. Toutes les mesures ont une précision de  $\pm 10\%$ .

## 3. Résultats obtenus

### 3.1. Effet de la température sur les paramètres thermiques des sols

L'effet de la température est étudié entre 1° et 50 °C pour le matériau sablo-argileux (SI) et entre 20° et 50 °C pour le limon (L1). La gamme de variation de la température étudiée (1° - 50°C) est choisie selon le potentiel d'utilisation des sols compactés à proximité des sources de chauffage et de refroidissement. Les éprouvettes ont

été préparées à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches avec la même énergie de compactage (Proctor normal).



**Figure 2.** Effet de la température sur : (a) conductivité thermique, (b) capacité thermique volumique et (c) diffusivité thermique de SI.

La Figure 2 montre que le refroidissement de 20 à 1 °C des éprouvettes a un effet négligeable sur les propriétés thermiques, quelles que soient la densité et la teneur en eau initiale des éprouvettes.

En revanche, une augmentation de la température de 20 à 50 °C provoque une augmentation visible de  $\lambda$  du côté sec de la courbe de compactage (Figure 2a). Pour ces éprouvettes, le degré de saturation ( $S_r$ ) est faible et le chauffage du sol provoque un transfert de vapeur à travers la porosité ouverte ce qui provoque une augmentation de la conductivité thermique. Après l'optimum, pour toutes les éprouvettes,  $\lambda$  n'est pas modifié par le changement de la température. Cela est principalement lié au fort taux de saturation ( $S_r = 90\%$ ) qui n'autorise plus les flux de vapeur.

Une légère augmentation de la capacité thermique en fonction de la température est constatée pour le matériau L1 (Figure 3).

Le comportement de  $\alpha$  est le même que  $\lambda$ . Une augmentation de la diffusivité thermique du sol SI est observée du côté sec de l'optimum Proctor (Figure 2c). Cette augmentation est due à l'augmentation de la conductivité thermique.

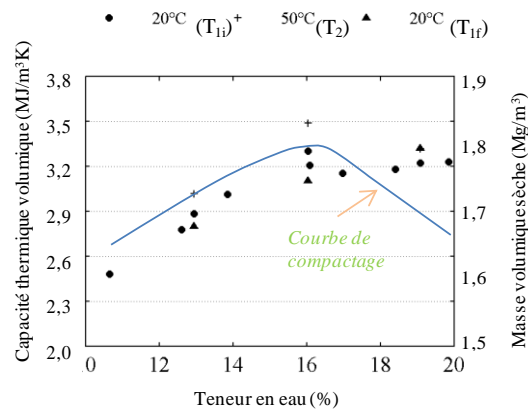
### 3.2. Effet de cycles de température sur les paramètres thermiques des sols

L'effet des cycles de chauffage-refroidissement entre 20° et 50°C est étudié pour L1. Des éprouvettes de limon L1 compactées à l'optimum Proctor sont soumises aux cycles P1 et P2 de température.  $\lambda$  est mesuré à la fin des 2 premiers paliers (T1i et T2) et en fin de l'essai T1f (Tableau 2). La conductivité thermique de L1 augmente légèrement à 50 °C. Le même résultat est obtenu pour SI.  $\lambda$  diminue à la fin de l'essai (T1f), mais reste légèrement supérieur à la valeur mesurée initialement (T1i) malgré la diminution de la teneur en eau des éprouvettes.

**Tableau 2.** Programme thermique appliqué aux éprouvettes et résultats obtenus pour des éprouvettes L1 compactées à l'optimum.

Programme	T 1		T2		NB cycle	$\lambda$ (W/m.K)		
	T°C	Temps	T°C	Temps		T1i	T2	T1f
P1	20	9h	50	9h	60	2,36	2,60	2,54
P2	20	2h	50	4h	60	-	-	2,49
P3	20	9h	50	9h	4	-	-	-

Des mesures de la capacité thermique sont effectuées sur trois éprouvettes l'une compactée du côté sec de la courbe de compactage, la seconde à l'optimum Proctor et la troisième du côté humide. Les résultats des mesures réalisées lors des premiers paliers (T1i et T2) et à la fin du programme (T1f) sont comparés avec les données obtenues à 20 °C en Figure 3.



**Figure 3.** Effet du programme thermique P3 sur la capacité thermique volumique d'éprouvettes L1 préparées à diverses densités et teneurs en eau.

A 50 °C, une augmentation de la capacité thermique de l'ordre de 20% est obtenue. Les mesures finales réalisées à 20 °C (T1f) donnent des résultats similaires aux valeurs initiales (T1i). Une réversibilité du comportement est donc observée.

#### 4. Conclusion

L'effet de la température et des cycles thermiques sur les paramètres thermiques des sols ont été étudiés. Les résultats montrent que la variation de la température entre 20 et 50°C provoque une légère augmentation des paramètres thermiques. Cette augmentation est plus importante dans le cas des éprouvettes compactés du côté sec de la courbe de compactage. L'effet de la température sur la conductivité thermique, la capacité thermique et la diffusivité thermique est réversible après plusieurs cycles de chauffage-refroidissement.

Les sols compactés du côté humide de l'optimum Proctor ont une bonne habilité à stocker de la chaleur : une capacité thermique maximale et conductivité thermique optimale assurant un bon échange entre le sol et la géo-structure.

#### 5. Bibliographie

- [AFN93] AFNOR. NF P94-051 - Sols : Détermination des limites d'Atterberg. Ass. Fr. de Norm., Paris, France, p. 15, 1993.
- [AFN99a] AFNOR NF EN 933-9 - Part 9 : Methylene blue test. Ass. Fr. de Norm., Paris, France, p. 12, 1999a.
- [AFN99b] AFNOR NF P94-093 - Sols : Détermination des références de compactage d'un matériau. Ass. Fr. de Normalisation, Paris, France, p. 18, 1999b.
- [ABU01] Abu-Hamdeh N. H., « Measurement of the Thermal Conductivity of Sandy Loam and Clay Loam Soils using Single and Dual Probes », *Journal of Agricultural Engineering Research*, 2001, 80(2), 209–216.
- [ABU03] Abu-Hamdeh N. H., « Thermal Properties of Soils as affected by Density and Water Content », *Biosystems Engineering*, 86(1), 2003, 97–102.
- [BLA11] Blanck G., Cuisinier O., Masroufi F., « Effet d'un traitement non traditionnel acide sur le comportement mécanique de trois limons », 20e Congrès Français de Mécanique, 2011, 1–6.
- [BRA06] Brandl H., « Energy foundations and other thermo-active ground structures », *Géotechnique*, 56(2), 2006, 81–122.
- [DEL11] De Lieto Vollaro, R., Fontana, L., & Vallati, A., « Thermal analysis of underground electrical power cables buried in non-homogeneous soils », *Applied Thermal Engineering*, 31(5), 772–778.
- [EKW06] Ekwue E. I., Stone R. J., Bhagwat D., « Thermal Conductivity of Some Compacted Trinidadian Soils as affected by Peat Content », *Biosystems Engineering*, 94(3), 2006, 461–469.
- [ESL14] Eslami H., « Comportement Thermo-Hydrromécanique Des Sols Au Voisinage Des Geo-Structures Energetiques », Thèse de doctorat, université de lorraine, Nancy, 2014, 213p.
- [FLE93] Fleureau J., Indarto S., « Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative », *Revue française de géotechnique*, 62, 1993, 59–66.
- [HIR00] Hiraiwa Y., Kasubuchi T., « Temperature dependence of thermal conductivity of soil over a wide range of temperature (5 - 75°C) », *European Journal of Soil Science*, 51(2), 2000, 211–218.
- [RUT02] Rutqvist, J., Wu, Y.-S., Tsang, C.-F., & Bodvarsson, G., « A modeling approach for analysis of coupled multiphase fluid flow , heat transfer , and deformation in fractured porous rock », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(4), 429–442.
- [SMI13] Smits K.M., Sakaki T., Howington S., Peters J., Illangasekare T., « Temperature Dependence of Thermal Properties of Sands across a Wide Range of Temperatures (30 - 70°C) », *Vadose Zone Journal*, 12(1), 2013.
- [TAN05] Tang, A., « Effet de la température sur le comportement des barrières de confinement », Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 2005, 201 pp.

---

# Methodology to study the suction effects on mechanical characteristics of rammed earth

A El Hajjar, P Chauhan\*, N Prime and O Plé

Univ. Grenoble Alpes, Université Savoie Mont Blanc, CNRS, LOCIE 73000, Chambéry, France

\*Author to which any correspondence should be made, email-parul.chauhan@univ-smb.fr

---

*ABSTRACT. Rammed earth is a construction material but also construction technique by which soil is dynamically compacted into a temporary formwork to form walls. This construction exhibits mechanical characteristics that vary according to their suction states. Despite its numerous advantages as a sustainable construction material, the strength characteristics show dependency on the environmental conditions. This link between the mechanical characteristics and the hygroscopic conditions is studied here with unconfined compression strength test with and without unload-reload cycles on homogeneously compacted samples conditioned at different suction states. This study shows that both unconfined compressive strength and Young modulus increase with suction. Complex mechanical behavior involving plastic strain and damage phenomenon was observed, depending on the activity of soil. The soil studied, is in fact slightly active and undergoes both damage and plastic strain influenced by suction.*

*RÉSUMÉ. La terre crue est un matériau de construction mais aussi une technique de construction par laquelle le sol est compacté dynamiquement dans un coffrage temporaire pour former des murs. Cette construction présente des caractéristiques mécaniques qui varient en fonction de leur état de succion. Malgré ses nombreux avantages en tant que matériau de construction durable, les caractéristiques de résistance montrent une dépendance aux conditions environnementales. Ce lien entre les caractéristiques mécaniques et les conditions hygroscopiques est étudié ici avec un test de résistance à la compression non confiné avec et sans cycles de décharge-rechargement sur des échantillons compactés de façon homogène conditionnés à différents états des succions. Cette étude montre que la résistance à la compression et le module d'Young augmentent avec la succion. Un comportement mécanique complexe impliquant des déformations plastiques et un phénomène d'endommagement a été observé, en relation avec l'activité du sol. Le sol étudié est en effet légèrement actif et subit à la fois de l'endommagement et de la déformation plastique influencés par la succion.*

*KEYWORDS: rammed earth, suction, unconfined compression strength, plastic strain, damage.*

*MOTS-CLÉS : terre crue, succion, résistance à la compression non confinée, déformation plastique, dommage*

---

## 1. Introduction

Traditional construction with raw earth is a sustainable solution for the growing energy and raw materials need. Rammed earth is basically sandy-clayey gravels but also a construction technique by which load bearing walls can be manufactured by dynamically ramming the soil between temporary formwork. It is recyclable and needs low embodied and operational energy. It offers acceptable strength, a part of which comes from the interlocking between the particles from compaction. In addition to this, due to partial saturation state of the walls, there exists additional suction induced strength which upon an increase in water content decreases. Since the environmental conditions are continuously evolving, the raw earth has a sensitivity to water with its consistency varying from brittle to plastic. Consequently, the mechanical characteristics are strongly affected by the hydric solicitations.

The sensitivity of raw earth leading to variation in mechanical capacity has been studied by many authors. Jaquin et al. [JAQ 09] studied the influence of variation of suction on the compressive strength and stiffness of rammed earth by performing triaxial test on samples air dried to different suction values. It was observed that an increase in suction leads to increase in strength, although finitely. Stiffness studies indicated that wetter samples have greater ductility whereas drier samples were brittle. Beckett and Augrade [BEC 12] also studied the effect of humidity and temperature condition on unconfined compressive strength on two soil mixes. It was found that for all temperature and humidity levels, higher compressive strength was achieved for samples containing lower clay content. Champire et al. [CHA 16] performed unconfined compressive strength test with and without unload-reload cycles. They observed that earth exhibits a complex mechanical behavior combining elasto-plasticity, damage, and partial saturation mechanism. Bui et al. [BUI 14] studied this moisture influence at a greater range of moisture content and observed that compressive strength decreases with increasing moisture content. However, when the moisture content is below 4%, the compressive strength is quasi-constant.

In the present study, the methodology to analyze this hydric influence on the mechanical properties such as Young's modulus, compressive strength, damage and plastic strains using the unconfined compressive strength is described. It is proposed here to work with homogeneously compacted earth rather than classical layered samples which give an advantage of better result interpretation.

## 2. Material and Methods

The soil used was from existing construction site in the vicinity of Vienne in the Auvergne-Rhone-Alpes region of France. It contains 40% sand, 53% silt, and 7% clay. Its liquid limit, plastic limit, and plasticity index ( $I_p$ ) are 27.42%, 16.39%, and 11.03% respectively. It is classified as low plastic silt, A1, ( $I_p < 12\%$ ) according to French GTR classification ('Guide de Terrassement Routier'). The activity of clay ( $A_c$ ) defined as the ratio of plasticity limit and percentage passing 2  $\mu\text{m}$  sieve was determined to be 1.48 which is in active range ( $1.25 < A_c < 2.0$ ). Cation exchange capacity (CEC) and specific surface area ( $S_{sp}$ ) were determined to be 2.6 cmol/Kg and 14.7  $\text{m}^2/\text{g}$ . Thus, the soil has low organic content, low water retention capacity and contains a very low amount of swelling clays such as smectites and vermiculites.

To determine the water content for preparation of samples, normal proctor test was conducted and the maximum dry density was achieved at water content between 11.8 to 13.4%. Thus, the earth was mixed at 12.5% water content and left for 24 hours for homogenization of water content. 21 cylindrical samples were compacted in a stainless steel hollow mold to obtain a specimen of height 10 cm, diameter 5 cm and hence a slenderness of 2. The samples were compacted to a compression pressure of 5 MPa in two stages. In the first stage, 80% of stress was applied on one side and in the second stage, 100% of stress was applied on both sides simultaneously as proposed by Bruno et al. [BRU 15]. This method of double compaction aids in the uniformity of dry density as compared to dynamic compaction which induces a density gradient with denser state at top of each layer and looser state at bottom. It also has the advantage of repeatability of dry density and allows to control the pressure applied. A mean dry density of 1860  $\text{kg}/\text{m}^3$  was obtained which is a classical value for rammed earth (between 1700-2200  $\text{kg}/\text{m}^3$ ) [ELN 17].

Suction was applied on samples using the liquid-vapor equilibrium method in which the relative humidity of the surrounding atmosphere was regulated using a saturated aqueous solution of different salts [DEL 98]. After reaching equilibrium the suction was calculated using Kelvins equation.

$$s = u_a - u_w = - \frac{R \cdot T}{g \cdot w_v} \ln(RH) \quad [1]$$

where  $s$  is the suction at a particular temperature  $T$  (K),  $u_a$  is pore air pressure,  $u_w$  is the pore water pressure,  $R$  is universal gas constant,  $g$  is acceleration due to gravity,  $w_v$  is the molecular mass of water vapour and  $RH$  is the relative humidity, which is the ratio of partial vapour pressure  $P$  in the considered atmosphere and the saturation vapour pressure  $P_o$  at a particular temperature.

The 21 compacted samples were then placed in batches of three in boxes which imposed relative humidity of 9%, 22.51%, 32.8%, 57.6%, 75.3%, 84.34% and 97.3%, corresponding to suction values shown in table 1. Samples were left to be equilibrated until the mass variation was less than 0.05% during 24 hours. Inconsistency was found for samples equilibrated with  $MgCl_2$  as it leads to final water content more than  $NaBr$ . Thus, in the further section, the results from this hydric condition are not considered for analysis.

Table 1. Relative Humidity and Suction imposed by the saturated saline solutions

Salt	KOH	$CH_3CO_2K$	$MgCl_2$	$NaBr$	$NaCl$	$KCl$	$K_2SO_4$
RH (%)	9	22.51	32.8	57.6	75.3	84.34	97.3
Suction (kPa)	331.3	205.3	153.4	75.9	39	23.4	3.8

The soil water retention behavior was analyzed using 3 samples (5-8 g dry mass), compacted in the same manner as the 21 cylindrical samples. The samples were heated in an oven at 70 °C to achieve constant mass and then placed in the humidity boxes one by one starting from KOH saline solution (RH=9%) and at last in  $K_2SO_4$  saline solution (RH=97.3%). This helped to obtain the sorption curve. Once equilibrium is reached in the last box (RH=97.3%), the samples are transferred again toward the lower RH boxes to obtain the desorption curve. These data were fitted using Fredlund and Xing retention curve model.

### 3. Results

Unconfined compressive test was conducted on the 21 samples. For each RH batch, one of the three samples was compressed with unload-reload cycles to obtain Young's modulus. The unconfined compressive strength (UCS) varied between 1.8-6.7 MPa highly depending on the suction states since the decrease of suction-induced a significant decrease in the strength. It was noted that samples which have undergone unload-reload cycles have greater mechanical strength than those which did not undergo cycles highlighting that additional compaction might aid the mechanical strength.

Initial tangent modulus ( $E_{tan}$ ) was calculated from the initial linear part of the stress-strain curve and secant Young modulus ( $E_{sec}$ ) was determined from the test with unload-reload cycles. Initial tangent modulus decreased 3 times when the suction decreased from 331.3 kPa to 3.8 kPa corresponding to increase in RH from 9% to 97.3% (figure 1). Thus, the initial tangent modulus reduces as the suction state reduces.

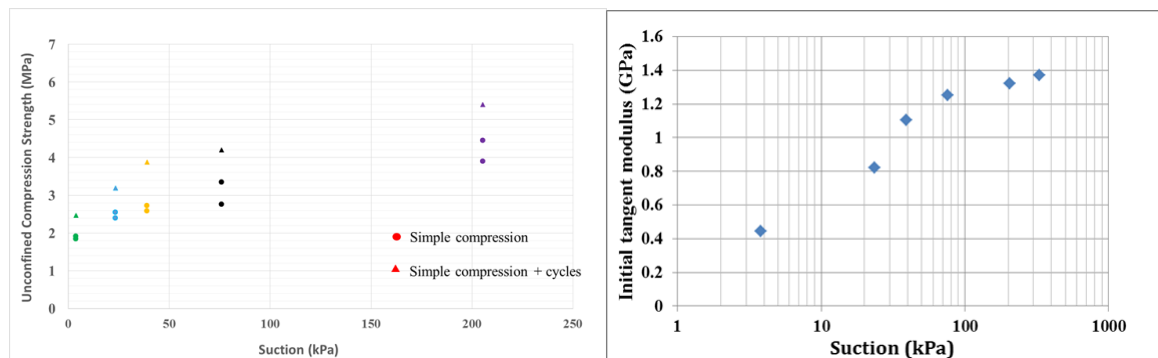
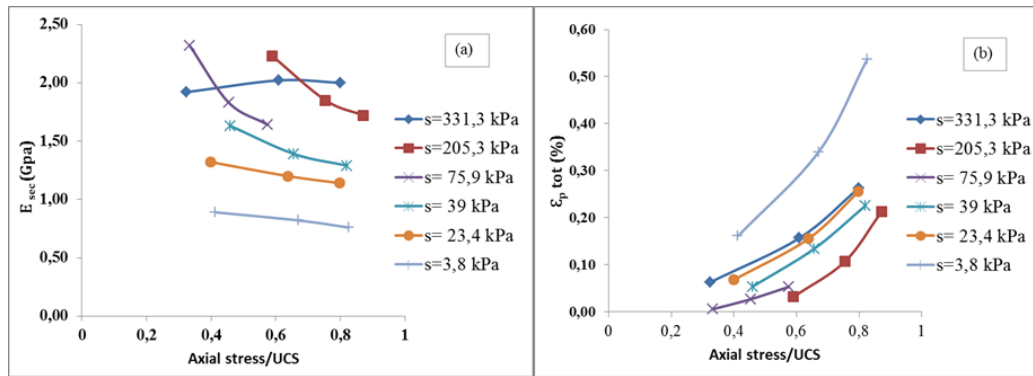


Figure 1. Variation of UCS (left) and Initial tangent modulus (right) with suction

The evolution of secant modulus during the test (figure 2a) with the ratio of maximum axial stress experienced to UCS show a global reduction of  $E_{sec}$  i.e. damage phenomenon. As the suction state reduces, the damage decrease which is clear from the decrease of slope (figure 2a). Thus, wetter samples are less sensitive to damage phenomenon. The evolution of residual strain at the end of unloading cycles (termed as plastic strain) with axial stress/ UCS ratio show that plastic behavior was more prominent at lower suction states (figure 2b). Also, during the course of the test, the plastic strain increases for all samples. Champire et al. [CHA 16] suggested that the nature of clay is much more important parameter than the amount of clay (as long as it is sufficient to ensure material cohesion). More active clays experience less damage and more plastic strains and



vice versa. The soil studied here is slightly active in nature and in fact experience both damage which is characterized by stiffness reduction and plasticity characterized by plastic strains.



**Figure 2.** Secant Modulus (a) and residual strain after unloading (b) as a function of stress level

#### 4. Conclusions

In this study, a methodology to analyze the effect of suction state on the mechanical characteristics was proposed. A method of double compaction with a compaction pressure of 5MPa was used to obtain more uniformly compacted specimens than for classical layered ones. Prior to the mechanical testing, the samples were conditioned at different relative humidities by means of saline solutions. The Unconfined Compressive Strength and initial Young's modulus decreased as suction state decreased. This suggests that suction is one of the most important sources of strength and the hydro-mechanical coupling behavior of rammed earth is essential to characterize. Samples tested with unload-reload cycles showed higher mechanical strength, indicating that strength of rammed earth can be improved by additional compaction. Damage phenomenon was observed during the test and this stiffness degradation was found higher for drier specimen conditioned at high suction. Plasticity was observed progressively increasing upon loading and the residual strain was higher for wetter samples. In general, soils containing more active clays, are highly plastic and suffer less damage and vice versa. The soil analyzed in this study being slightly active show both these phenomenon.

Presently, this influence of hydric solicitations is being analysed on the shear behaviour using the direct shear test.

#### 5. References

- [JAQ 09] JAQUIN, P.A., AUGARDE, C.E. and LEGRAND, L., 2008. *Unsaturated characteristics of rammed earth*. In First European Conference on Unsaturated Soils, Durham, England, pp.417-422.
- [BEC 12] BECKETT, C.T.S. and AUGARDE, C.E., 2012. *The effect of humidity and temperature on the compressive strength of rammed earth*. In Proceedings of 2nd European Conference on Unsaturated Soils, pp. 287-292.
- [CHA 16] CHAMPIRÉ, F., FABBRI, A., MOREL, J.C., WONG, H. and MC GREGOR, F., 2016. *Impact of relative humidity on the mechanical behavior of compacted earth as a building material*. Construction and Building Materials, 110, pp.70-78.
- [BUI 14] BUI, Q.B., MOREL, J.C., HANS, S. and WALKER, P., 2014. *Effect of moisture content on the mechanical characteristics of rammed earth*. Construction and Building materials, 54, pp.163-169.
- [BRU 15] BRUNO, A.W., GALLIPOLI, D., PERLOT-BASCOULES, C., MENDES, J. and SALMON, N., 2015. *Briques de terre crue: procédure de compactage haute pression et influence sur les propriétés mécaniques*. 33<sup>èmes</sup> Rencontres de l'AUGC, ISABTP/UPPA, Anglet, 27 au 29 mai 2015.
- [ELN 17] EI NABBOUCH R. *Mechanical behavior of rammed earth walls under Pushover tests*. 2017. PhD thesis, Université Grenoble Alpes, Université Savoie Mont Blanc.
- [DEL 98] DELAGE, P., HOWAT, M.D. and CUI, Y.J., 1998. *The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay*. Engineering geology, 50(1-2), pp.31-48.
- [NOW 11] NOWAMOOZ, H. AND CHAZALLON, C., 2011. *Finite element modelling of a rammed earth wall*. Construction and Building Materials, 25(4), pp.2112-2121.

---

# Modélisation du transport-dépôt de particules en suspension en milieu poreux saturé sous conditions défavorables

E. Ma<sup>1</sup>, T. Ouahbi<sup>1\*</sup>, H. Wang<sup>1</sup>, N-D Ahfir<sup>1</sup>, A. Alem<sup>1</sup>

<sup>1</sup>UMR CNRS 6294, Laboratoire d'Ondes et Milieux Complexes, Normandie Université

53 rue de prony BP540, 76058 le Havre, France

<sup>\*</sup>E-mail : tariq.ouahbi@univ-lehavre.fr

---

**RÉSUMÉ.** La compréhension du transfert des particules en suspension dans un milieu poreux a une grande implication sur la réduction du risque de contamination des ressources hydriques. Le transport de particules en suspension joue un rôle crucial dans des domaines aussi divers que l'industrie (filtration, chromatographie, traitement de l'eau) ou les sciences de la terre et le génie civil (hydrogéologie, environnement, ..).

La migration des particules dans le sol peut d'une part favoriser la propagation des polluants vers les nappes souterraines. D'autre part, elle peut mener à l'instabilité voire même la rupture d'ouvrages hydrauliques (érosion interne).

Dans ce travail, deux modèles numériques du couplage transport-dépôt de particules en suspension en milieu poreux sont proposés. Une modélisation basée sur les deux modèles combinée à une étude expérimentale de transport et dépôt de particules de Kaolinite dans une colonne de laboratoire avec un écoulement à débit imposé, a permis l'étude (par méthode inverse) de l'effet de plusieurs facteurs sur les mécanismes de transport et de dépôt dans un milieu poreux.

**ABSTRACT.** Understanding the transport of suspended particles in a porous medium has great implications for reducing the risk of contamination of water resources. The transport of suspended particles (SP) plays a crucial role in diverse industries (filtration, chromatography, and water treatment), earth sciences and civil engineering (hydrogeology, environment...).

The migration of particles in the soil can facilitate the spread of pollutants to groundwater, while it can also lead to instability or even rupture of hydraulic structures (internal erosion). The "clean bed" theory, however, was found not to be sufficient to describe transport of suspended particles, especially to predict the profile of retention in many previous studies.

In this work, two time-distance dependent deposition models were proposed on the transport of suspended particles in the porous media. The two models described well the change of the structure of porous media and apparent decrease in deposition rate coefficient with increasing distance. Numerical simulations were applied in a series of sand column experiments to determine the effects of flow rate and grain size distribution (GSD) on particle transport and deposition in saturated porous media.

**MOTS-CLÉS:** Modélisation numérique, Milieu poreux, Transport-dépôt, Particule en suspension.

**KEY WORDS:** Modelling, Porous medium, Transport-deposition, Suspended particle

---

## 1. Introduction

Plusieurs modèles numériques avec différents facteurs physico-chimiques ont été envisagées pour modéliser le dépôt de MES. On peut citer parmi eux : les modèles de dépôt dans le minimum d'énergie secondaire [LI 10], avec hétérogénéités dans la population de colloïde [LI 04] et avec charge de surface [TUF 05], d'autres chercheurs ont suggéré certains facteurs physiques, notamment le « straining » [BRA 03].

Dans ce travail, deux modèles numériques du couplage transport-dépôt de particules en suspension en milieu poreux sont proposés. Une modélisation basée sur ces deux modèles est confrontée à une étude expérimentale de transport et dépôt de particules de Kaolinite dans une colonne de laboratoire, permettant l'étude (par méthode inverse) de l'effet de plusieurs facteurs sur les mécanismes de transport et de dépôt dans un milieu poreux.

## 2. Modélisation numérique

En régime d'écoulement permanent unidimensionnel et en conditions saturées, la conservation de la masse des particules fines de kaolinite et leur transport à travers le milieu poreux peuvent être représentés par un problème macroscopique de transport (convection-dispersion des particules en suspension) :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\rho_b}{\phi} \frac{\partial S}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x} \quad [1]$$

Où  $C$  [M/L<sup>3</sup>] est la concentration des particules suspendues dans l'eau,  $t$  [T] le temps,  $\phi$  [L<sup>3</sup>/L<sup>3</sup>] est la porosité),  $\rho_b$  [M/L<sup>3</sup>] est la densité des particules,  $S$  est la rétention [M/M],  $D_L$  [L<sup>2</sup>/T] est le coefficient de dispersion hydrodynamique,  $u$  [L/T] est la vitesse moyenne de pores,  $x$  [L] est la distance à partir de l'entrée de la colonne.

Nous pouvons réécrire l'équation 1 sous forme adimensionnelle comme suit :

$$\frac{\partial C_r}{\partial t_r} + \frac{\rho_b}{\phi} \frac{\partial S_r}{\partial t_r} = D_r \frac{\partial^2 C_r}{\partial x_r^2} - u_r \frac{\partial C_r}{\partial x_r} \quad [2]$$

Avec :  $C_r = C/C_0$ , ou  $C_0$  est la concentration initiale ;  $S_r = S/C_0$  ;  $t_r = t/t_c$ , ou  $t_c = L/u$  et  $L$  est la longueur de la colonne ;  $x_r = x/L$  ;  $D_r = D_L/L/u$  ;  $u_r = u/u = 1$ .

Le terme de dépôt est exprimé par :

$$\frac{\rho_b}{\phi} \frac{\partial S_r}{\partial t_r} = k_{d,r} C_r \quad [3]$$

Ici le terme  $k_{d,r}$  est un coefficient relative cinétique du dépôt.

Dans les conditions de dépôt défavorables, comme le nombre de sites de dépôt est restreint, alors  $k_{d,r}$  est en fonction du temps et de la distance quand le volume injecté de suspension est important.

$$k_{d,r} = k_{0,r} \psi \quad [4]$$

$\psi$  est une fonction sans dimension de dépôt de particules.

Deux modèles sont proposés pour décrire l'évolution spatio-temporelle de  $k_{d,r}$ .

### 1.1. Modèle 1

La fonction  $\psi$  est modélisée comme une fonction de  $S$  et d'une distance caractéristique  $L_c$  [MA 18]:

$$\psi = e^{-S/S_c} \cdot \left( \frac{L_c}{L_c + x} \right) \quad [5]$$

Où  $S_c$  est un coefficient de même unité que  $S$  qui quantifie la diminution exponentielle de la cinétique de dépôt.

Le terme  $\left( \frac{L_c}{L_c + x} \right)$  décrit la diminution de la capacité de filtration avec la distance causée par les effets du straining et de l'hétérogénéité de populations des particules.

## 1.2. Modèle 2

Dans ce modèle, la capacité de filtration du milieu poreux est déterminée par les effets des tailles des particules en suspension. En outre, comme les particules de grandes tailles sont retenues prioritairement, leurs effets peuvent être représentés par la concentration des particules dans l'écoulement. Dans ces conditions, le terme  $\left(\frac{L_c}{L_c+x}\right)$  peut être remplacé par une fonction dépendant de la concentration :

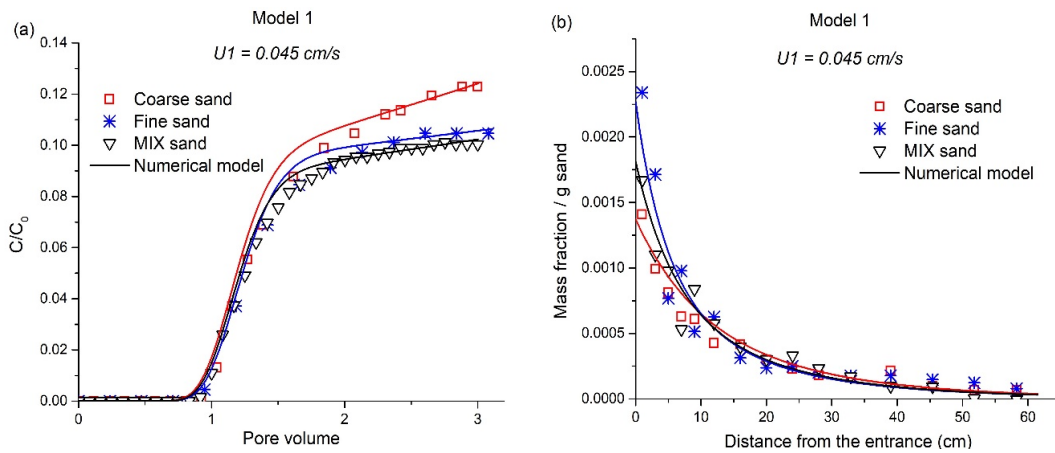
$$\psi = e^{-S/S_c} \cdot e^{(C_r-1)^\beta} \quad [6]$$

Où  $\beta$  est un paramètre qui contrôle la diminution de  $k_{d,r}$  avec la distance.

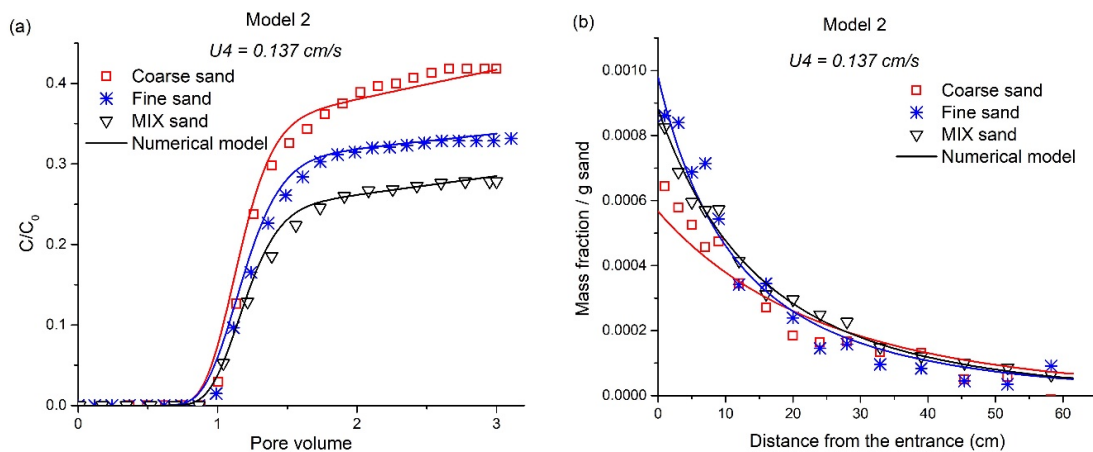
A partir des résultats expérimentaux dont nous disposons [AHF 17], une optimisation numérique est effectuée pour déterminer les paramètres des modèle ( $k_{0,r}$ ,  $L_c$ ,  $S_c$ ) ou ( $k_{0,r}$ ,  $\beta$ ,  $S_c$ ) qui approche le mieux les données expérimentales. Pour cela, un outil numérique d'optimisation par méthode inverse a été développé [MA 17].

## 3. Résultats et conclusions

Ces courbes (Figures 1-2) bien ajustées indiquent que les deux modèles ont fourni un ajustement raisonnable à la fois des courbes de concentration des effluents et des courbes de la distribution spatiale de la rétention. Particulièrement, les simulations numériques ont réussi à reproduire la rétention importante à l'entrée de la colonne.

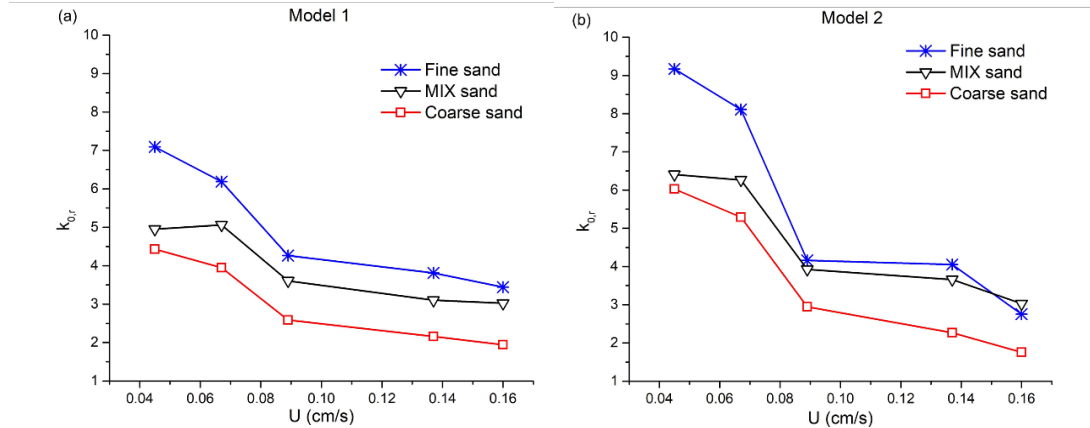


**Figure 1.** Courbes de restitutions (a) et Profils de rétention (b) (Modèle 1/Expérimentales) à la vitesse de Darcy  $U1=0,045$  cm/s pour différent type de milieu poreux.



**Figure 2.** Courbes de restitutions (a) et Profils de rétention (b) (Modèle 2/Expérimentales) à la vitesse de Darcy  $U4=0,137$ cm/s pour différent type de milieu poreux.

Dans la Figure 3, les valeurs optimisées de  $k_{0,r}$  ont des tendances similaires pour les deux modèles.  $k_{0,r}$  diminue avec l'augmentation de la vitesse, ce qui reflète que les grandes vitesses améliorent le transport de particules dans le milieu poreux. Parallèlement,  $k_{0,r}$  augmente avec la diminution de la taille moyenne des grains de sables.



**Figure 3.** Les évolutions de  $k_{0,r}$  des deux modèles (a et b) en fonction de la vitesse de Darcy

En conclusion, les deux modèles proposés permettent de mettre en évidence la forte dépendance à la distance de la rétention des particules polydisperses.

#### REFERENCE

[AHF 17] Ahfir N., Hammadi A., Alem A., Wang H., Le Bras G., Ouahbi T., « Porous Media Grain Size Distribution and Hydrodynamic Forces Effects on Transport and Deposition of Suspended Particles », Journal of Environmental Sciences, 2017

[BRA 03] Bradford S., Simunek J., Bettahar M., Van Genuchten M., Yates S., « Modeling colloid attachment, straining, and exclusion in saturated porous media », Environmental Science and Technology, vol. 37, 2003, p.2242-2250

[LI 04] Li X., Scheibe T., Johnson W., « Apparent decreases in colloid deposition rate coefficient with distance of transport under unfavorable deposition conditions: A general phenomenon », Environmental Science and Technology, vol. 38, 2004, p.5616-5625

[LI 10] Li X., Li Z., Zhang D., « Role of low flow and backward flow zones on colloid transport in pore structures derived from real porous media » Environmental Science and Technology, vol. 44, 2010, p.4936-4942

[MA 17] E. MA, T. Ouahbi, H. Wang, N. Ahfir, A. Alem, A. Hammadi, « Modeling of retention and re-entrainment of mono- and poly-disperse particles effects of hydrodynamics, particle size and interplay of different-sized particles retention », Sci Total Environ 596-597, 2017, p. 222-229.

[MA 18] E. MA, T. Ouahbi, H. Wang, N. Ahfir, A. Alem, A. Hammadi, « Modeling of transport and retention of polydispersed particles: Effects of hydrodynamics and spatio-temporal evolution of deposition rate », Environmental Pollution, 237, 2018, p.1011-1022.

[TUF 05] Tufenkji N., Elimelech M., « Breakdown of Colloid Filtration Theory: Role of the Secondary Energy Minimum and Surface Charge Heterogeneities » Langmuir, vol. 21, 2005, p. 841-852

# Méthodologie d'étude des digues anciennes en terre de latérites au Burkina Faso

---

Angelbert Biaou <sup>1</sup>, Abdoulaye Nadjibou <sup>1,2</sup>, Abdou Lawane <sup>1</sup>, Ouahbi Tariq <sup>2</sup>, Anne Pantet <sup>1,2</sup> et Saïd Taïbi <sup>2</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire Eco-Matériaux et Techniques de Constructions (LEMC) au 2iE, 01 BP 594 Ouagadougou 01, rue de la Science, Burkina Faso, [www.2ie-edu.org](http://www.2ie-edu.org)

<sup>2</sup> Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC) à l'université du Havre, Bâtiment COREVA - 53 rue de Prony - BP 540 - 76058 Le Havre Cedex

---

*Résumé : Au Burkina Faso, la production hydroagricole et le besoin en eau à usage domestique requièrent la construction de nombreux bassins de rétention, grâce à des digues en terre. Ces ouvrages supportant aussi des routes, sont pour la plus part construits avec du matériau latéritique de grande variabilité (à l'état induré à meuble). Ils sont donc régulièrement soumis à des charges routières, à des phénomènes de ruissellement et de l'érosion interne. La bonne connaissance des matériaux latéritiques de l'équipe leur permet d'aborder l'étude complexe de l'érosion interne à partir d'essais de laboratoire et de modélisation. Des observations sur un ouvrage réel proche du site seront entreprises pour établir une méthodologie de diagnostic pour tous les ouvrages en terre de cette catégorie.*

---

*ABSTRACT. In Burkina Faso, hydro-agricultural production and the need in water for domestic use require the construction of many retention basins, with earth dams. These works, which also support roads, are mostly built with lateritic materials that are locally very abundant. They are therefore regularly subjected to road loads, runoff phenomena and internal flows. The knowledges of the team allow them to begin the complex study of internal erosion from laboratory tests and numerical approach. In situ observations on a site near the institution will be realised to establish a methodology, which could be used for all the national earth dams.*

*MOTS-CLÉS : Matériaux latéritiques, digues en terre, compactage, durabilité, érosion interne,*

*KEYWORDS: Lateritic materials, earth dams, compaction, durability, internal erosion*

---

## 1. Introduction

Au Burkina Faso, de nombreuses digues en terre ont été réalisées dans des thalwegs pour retenir des réservoirs d'eau et aussi supporter des routes. Ces franchissements de cours d'eau plus ou moins actif suivant les saisons sont anciens pour l'essentiel. Ces nombreux réservoirs sont utilisés pour la pêche en eau douce, l'arrosage des maraichages, l'approvisionnement en eau des animaux, voir à usage de lavoir par les femmes ou de lieux de baignade pour les enfants. L'eau y est suivant le contexte plus ou moins polluée, notamment à proximité des villes ou des villages. Les barrages qui servent à la production d'énergie hydraulique sont eux nettement moins nombreux et couvrent des vastes étendues, à la différence de ces modestes réservoirs d'eau, qui en période sèche peuvent être très réduits.

Ces ouvrages en terre ont été construits en matériaux latéritiques suivant les conformités de l'époque, toutefois, ils commencent vu leur âge à présenter des désordres.

L'objectif est de s'intéresser au comportement de ces matériaux tropicaux sous l'effet répété de charges lourdes mais aussi sous l'effet des écoulements de l'eau interstitielle qui génère avec le temps de l'érosion interne. A cette fin, nous allons examiner d'une part la fragmentabilité lors du compactage de granulats latéritiques prélevés dans la carrière de Dano et l'effet des écoulements internes sur la modification de l'espace poral à partir d'une modélisation d'un milieu granulaire validée par PFC3D.





### 2.3. Caractérisation mécanique des blocs de latérite

A partir des mesures de masses volumiques sèches et saturées, la porosité est estimée à 30 %. Les résultats d'essais mécaniques obtenus montrent que la latérite issue de la carrière de Dano présente des résistances à la compression (1.5-5MPa) et à la flexion (0.5-1.8MPa), comparables à celles provenant des carrières indiennes. La résistance à la compression dépend également de l'état hydrique du matériau, les échantillons séchés à l'étuve à 105° pendant 24 heures ont une résistance deux fois supérieures à celle des échantillons humides alors qu'il n'y a pas une grande différence entre celles des échantillons saturés et humides. Ce phénomène important est à examiner notamment en vérifiant la teneur en argile des matériaux.

### 3. Etude d'un milieu granulaire modèle sous écoulement- comparaison entre les essais expérimentaux et la modélisation avec PFC 3D

L'effet du gradient hydraulique sur le phénomène de suffusion (Burenkova 1993, Abdoulaye Hama et al. 2016, Andrianatrehina et al. 2015) a été étudié en effectuant des essais d'écoulement en faisant varier ce gradient d'un essai à un autre. Le but de ces essais est d'observer l'évolution du phénomène de suffusion lorsque le gradient hydraulique augmente.

Tableau1: Condition d'un essai d'écoulement

Granulométrie	Porosité n (%)	Gradient hydraulique i	Durée d'écoulement (mn)
G1	30	8	90

Cette évolution a été traduite par la variation des courbes granulométriques et celle de la porosité en fonction du gradient. Les gradients hydrauliques utilisés peuvent paraître élevés, mais le but ici n'est pas de déclencher la suffusion mais d'étudier son évolution en fonction du gradient. En définitif, nos essais d'écoulement dans les matériaux granulaires montrent que, l'augmentation du gradient accentue l'érosion interne en amont et le « colmatage » en aval. La figure 3 montre l'évolution de la porosité le long d'un matériau modèle et la comparaison d'un résultat expérimental à un résultat obtenu par une simulation à l'aide du PFC 3D, DEM (Itasca 2008, Zou et al. 2013, Abdoulaye Hama et al. 2016)

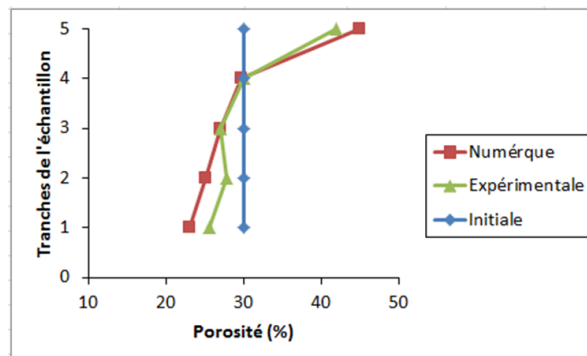


Figure 3 : Comparaison de l'évolution de la porosité mesurée et calculée avec PFC3D

L'essai d'écoulement dont les conditions figurent au tableau 1 a été effectué expérimentalement et simulé numériquement. Les dimensions des échantillons sont respectivement de 120x70 cm pour l'expérimental et de 6x3.5 cm pour le numérique. Ce choix des dimensions moindre pour l'échantillon numérique est motivé par le souci de réduire le temps de calcul tout en restant dans les conditions de continuité du milieu.

### 4. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié se situe sur la RN 22 Ouagadougou –Djibo, à la sortie nord de la capitale près du village de Kamboissé (Figure 4). Ses dimensions sont de l'ordre de 360 m en longueur et sur une largeur d'une chaussée à deux voies. Le trafic est important surtout avec les travaux de l'échangeur et les circulations entre les sites miniers situés au nord du pays et la Capitale. Le cours d'eau orienté est-ouest dans la zone étudiée (au nord de Ouagadougou) alimente en partie le lac de Loumbilla qui est situé sur la rivière Massili. Cette dernière se jette dans le Nakambé qui alimente le lac de Bagré puis rejoint après des centaines de kilomètres la région des lacs de la Volta au Ghana. La retenue a une superficie de 0,7 km<sup>2</sup> (longueur 2,1 km - largeur de 250 à 310 m) en date d'octobre 2017, mais ses dimensions peuvent varier en fonction des saisons. L'altitude du bassin est de l'ordre de 200 m. On s'intéressera aussi à mieux connaître le fonctionnement hydraulique et hydrogéologique de la rivière et du réservoir dans des formations latéritiques.



Figure 4 : Vue de la digue et de son réservoir, google earth 2017

## 5. Conclusion

La latérite est un matériau résiduel rouge à brun qui se forme par altération de toutes les roches superficielles sous les climats tropicaux. Sous l'effet de l'érosion des agents atmosphériques (vent en période sèche et ruissellement important en période de mousson), ces formations résiduelles deviennent des colluvions de plus en plus fines et pulvérulentes. Pour la construction des ouvrages hydrauliques et des fondations de chaussées, ces matériaux à différents états; blocs, graviers, sables à fines argileuses, sont utilisés pour constituer les couches de remblai. La fragmentabilité des matériaux latéritiques sous l'effet répété d'essais Proctor a été mise en évidence, toutefois ces conditions sont différentes des charges réelles charges de roulement à identifier. Par ailleurs, la modélisation a montré que les écoulements internes induisent un changement de la distribution granulométrique et de la porosité. Ainsi coupler ces deux effets permettra de juger de la vulnérabilité des ouvrages en terre à l'érosion interne. En perspectives une analyse détaillée d'un ouvrage instrumenté et suivi permettra de définir la qualité de son état actuel par rapport à son état initial, en prenant l'hypothèse d'une conception – réalisation de l'ouvrage parfaite. A cet effet, on réalisera des essais d'écoulement dans des sols latéritiques de différentes granulométries pour juger de l'érosion interne à la fois d'un point de vue expérimental dans des colonnes horizontales et des approches numériques avec PFC 3D en conditions saturées.

## 6. Bibliographie

- [ABD 16] Abdoulaye Hama N., Ouahbi T, Taibi S. et al. Analysis of mechanical behaviour and internal stability of granular materials using discrete element method. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, doi: 10.1002/nag.2510.
- [AND 15] Andrianatrehina, L., Souli, H., Rech, J., Taibi, S., Fry, J. J., Ding, L., & Fleureau, J. M. (2015). Analysis of the internal stability of coarse granular materials according to various criteria. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-18.
- [BUR 93] Burenkova V.V. (1993). - Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils. *Proc. of the First International Conference "Geo-Filters", Filters in Geotechnical Engineering*. Brauns, Heibum & Schuler (eds), Balkema
- [DOA 83] Doat P., « Construire en terre », 2ème édition, Paris: Edition alternatives, 1983.
- [HUA 13] Yu-Hua Zou, Qun Chen, Xiao-Qing Chen, Peng Cui. Discrete numerical modeling of particle transport in granular filters. *Computers and Geotechnics* 47 (2013) 48–56.
- [ITA 08] Itasca. Itasca Consulting Group Inc. PFC3D (particle flow code in 3-dimensions), version 4.0. ICG, Minneapolis, Minnesota; 2008.
- [KAS 06] Kasthurba A.K., Characterization and Study of Weathering Mechanisms of Malabar Laterite for Building Purposes, PhD thesis, Indian Institute of Technology Madras, unpublished, 2006
- [LAW 11] Laxwane A., Vinai R., Pantet A., Thomassin J.H., Etude géologique et géomécanique des latérites de Dano (Burkina Faso) pour une utilisation dans l'habitat,» *Les Annales BTP*, n° 1n°6, 2011.
- [USA 53] USA CE. (1953). - Filter Experiments and Design Criteria. Technical Memorandum No. 3-360. Waterways Experiment Station, Vicksburg.

---

# Réduction de la perméabilité de deux matériaux granulaires sous l'effet de l'activité bactérienne

**Tahani Farah<sup>1</sup>; Hanène Souli<sup>2</sup>; Jean-Marie Fleureau<sup>3</sup>; Guillaume Kermouche<sup>4</sup>; Jean-Jacques Fry<sup>5</sup>; Benjamin Girard<sup>6</sup>; Denis Aelbrecht<sup>7</sup>; John Lambert<sup>8</sup>; Marien Harkes<sup>9</sup>**

<sup>1</sup> Université de Lyon, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint Etienne, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes, 58 rue Jean Parot 42023 Saint Etienne, France.

<sup>2</sup> Université de Lyon, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint Etienne, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes, 58 rue Jean Parot 42023 Saint Etienne, France.

<sup>3</sup> Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, Laboratoire MSSMat, UMR8579, 8-10 rue Joliot Curie, 91190 Gif sur Yvette.

<sup>4</sup> Professor, Division Sciences des Matériaux et des Structures (SMS), Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint Etienne, 42023 Saint-Etienne, France.

<sup>5</sup> EDF, Electricité de France, EDF CIH 73 373 Le Bourget du Lac Cedex, France.

<sup>6</sup> Electricité de France, EDF CIH 73373 Le Bourget du Lac Cedex, France.

<sup>7</sup> Electricité de France, EDF CIH 73373 Le Bourget du Lac Cedex, France.

<sup>8</sup> Deltares, P.O. Box 177, 2600 MH Delft, Netherlands.

<sup>9</sup> Deltares, P.O. Box 177, 2600 MH Delft, Netherlands

---

**RÉSUMÉ.** Ce travail présente deux objectifs, le premier consiste à étudier l'évolution de la perméabilité de sols grossiers dont la perméabilité est de l'ordre de  $10^{-4}$  m/s et  $10^{-3}$  m/s. sous l'effet de l'activité bactérienne. Le deuxième but est d'étudier la durabilité des matériaux bio-colmatés par rapport à une augmentation du gradient hydraulique et un cycle de gradient hydraulique dont l'amplitude égale à  $i_{crit}/2$ . Les matériaux choisis pour cette étude sont un matériau sableux et un matériau graveleux. L'injection de la nutrition se traduit par une forte diminution du débit de sortie. Les valeurs du gradient hydraulique critique sont fortement dépendantes de la granulométrie du sol. En effet, plus le sol est fin, plus le gradient hydraulique est élevé. Les sols les plus fins présentent une meilleure résistance aux cycles de gradient hydraulique que les sols les plus grossiers.

**ABSTRACT:** The aim of this work is to study the evolution of the permeability of two granular materials under the effect of bacterial activity. The soils chosen for this study are sands ( $k = 10^{-4}$  m/s) and Gravels ( $10^{-3}$  m/s). The second aim of this study is to evaluate the sustainability of bio-clogged materials when the hydraulic gradient is increased. The sustainability of the soils is also studied under the effect of cycles of hydraulic gradient between the initial value and a value equal to  $i_{crit}/2$ . The results show that the coarse material presents an increase of the outlet flow as the hydraulic gradient is increased. The sand materials presents critical gradient equal to 0,8. Under the effect of hydraulic cycles, a drastic increase of the permeability is observed when the cycles are applied for the gravel. However, for sand an increase of the permeability is increased after the cycles but the initial permeability is not restored.

....  
....  
....  
....  
....  
....  
....

**MOTS-CLÉS:** un maximum de six mots significatifs : Matériaux granulaires, bio-colmatage, gradient hydraulique.

**KEY WORDS:** a maximum of six significant words: Granular materials, bio-clogging, hydraulic gradient..

---

## 1. Introduction

Les barrages sont souvent confrontés à des problèmes de migration des grains sous l'effet des flux d'eau, ce phénomène se traduit par apparition de fissures et ainsi par l'augmentation de la perméabilité. Il existe certaines techniques qui permettent de réparer ces problèmes. Dans cet article, l'intérêt sera focalisé sur la réparation des barrages grâce à l'activité bactérienne. Cette technique consiste à stimuler les bactéries en leur injectant une solution nutritive adéquate. Les réactions métaboliques liées aux bactéries sont complexes, elles se traduisent par l'acidification des milieux, par la décomposition des particules et par la sécrétion d'un gel gommeux. L'association de ces réactions se traduit par le colmatage des fissures. Il existe dans la bibliographie des travaux qui ont utilisé cette technique pour les matériaux sableux (Blaw et al. 2009, Lambert et al. 2010, Van beek et al. 2007). Ces études se sont focalisées sur l'étude des matériaux sableux fins. Dans ce travail, l'intérêt est mis sur l'étude du bio-colmatage de matériaux dont les perméabilités varient entre  $10^{-4}$  m/s et  $10^{-3}$  m/s. Un intérêt particulier est donné à l'étude de la durabilité des matériaux bio-colmatés suite à l'augmentation des valeurs du gradient hydraulique.

## 2. Techniques expérimentales

Les matériaux sont initialement compactés à des densités relatives de 90% dans des cellules de 1 m de longueurs et 10 centimètres de diamètre. Les cellules sont équipées de 6 prises de pression qui permettent de mesurer la variation de la charge hydraulique dans les échantillons. L'eau et la solution nutritive sont injectées par la base de la cellule. Les essais sont effectués pour une température de 12°C. Deux types d'essais sont réalisés (i) des essais à blanc pour lesquels l'eau est injectée à charge constante (ii) des essais de bio-colmatage pour lesquels il s'agissait d'injecter l'eau et la solution nutritive à charge constante. La solution nutritive est injectée après saturation totale des échantillons. L'injection de la solution nutritive est poursuivie jusqu'à obtention d'un débit de sortie nul. Le gradient hydraulique critique est déterminé en augmentant progressivement la charge d'eau d'entrée. Des essais de durabilité ont été effectués en faisant 10 cycles d'amplitude  $i_{crit}/2$ . Le débit de sortie n'est mesuré qu'après le dixième cycle. Les indices des vides minimum et maximum sont déterminés en utilisant les normes ASTM D4253 (2006a) et ASTM D4254 (2006b).

Deux types de matériaux sont utilisés. Le premier est un matériau sableux qui a une granulométrie de 0,4 à 4 mm, le second matériau un matériau graveleux dont la granulométrie varie de 1 à 10 mm. Le matériau sableux présente un coefficient d'uniformité de 2, celui du matériau graveleux est égal à 4. Ceci qui montre que les granulométries sont serrées. Le matériau sableux présente une perméabilité de l'ordre de  $10^{-4}$  m/s, celle du matériau graveleux est de l'ordre de  $10^{-3}$  m/s. Pour le matériau sableux les valeurs de densité maximales et minimales sont égales à 19,4 et 16,8 kN/m<sup>3</sup> respectivement. Pour le matériau graveleux, la densité maximale est égale à 19,7 kN/m<sup>3</sup>. La densité minimale, elle, est égale 16,5 kN/m<sup>3</sup>.

## 3. Résultats expérimentaux

### 3.1 Essais de bio-colmatage

Les figures 1 et 2 montrent les résultats des essais effectués sur le sable et le matériau graveleux. La figure 1 montre les essais à blanc pour le matériau graveleux et le matériau sableux. La figure 2 présente les résultats de bio-colmatage réalisés pour le matériau graveleux et le matériau sableux. Les résultats montrent que dans le cas de l'injection de l'eau une légère diminution du débit de sortie est observée pour les deux matériaux. En présence de la solution nutritive, une diminution du débit est observée pour les deux matériaux. En effet, la figure 2 montre que pour les deux sols, le débit normalisé est diminué d'un facteur 2 après 3 injections de nutrition. A la fin de l'essai, le débit devient totalement nul. En effet, le débit de sortie devient nul, après 6 injections pour le matériau grossier (matériau graveleux) et après 9 injections de la nutrition pour le matériau fin (matériau sableux). Le gradient hydraulique devient nul pour les deux matériaux. Ce résultat suggère que le bio-colmatage se produit pour les matériaux quel que soit leur granulométrie.

Figure 1 Essais à blanc pour le matériau sableux et le matériau graveleux

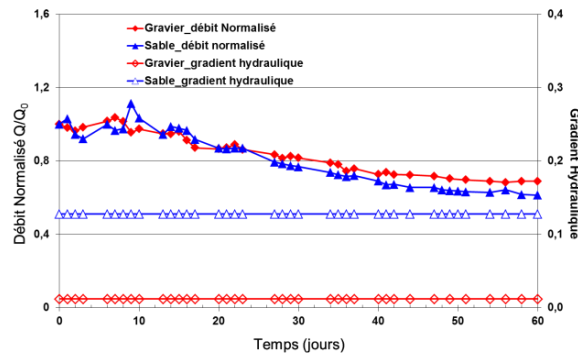
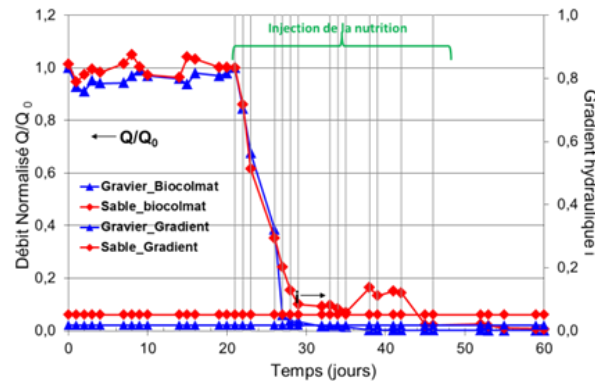


Figure 2 Essais de bio-colmatage pour le matériau sableux et matériau graveleux



### 3.2 Essais de durabilité

#### 3.2.1 Détermination du gradient hydraulique critique

Le gradient hydraulique critique a été déterminé en augmentant la charge hydraulique maintenue constante durant les essais de bio-colmatage. Dans ce travail, le gradient hydraulique critique a été défini comme le gradient correspondant à l'accélération du débit. Il est donc important de noter qu'il est différent du gradient hydraulique critique défini par Terzaghi. Le gradient hydraulique critique déterminé dans notre cas, correspond au début de la détérioration du bio-colmatage. Plus ce gradient est important, plus la résistance des matériaux bio-colmatés est importante. Le gradient hydraulique est déterminé pour les essais à blanc et pour les essais effectués avec injection de la nutrition. Les valeurs du gradient hydraulique critique sont faibles pour les essais à blanc. Le matériau graveleux présente de faibles valeurs de gradient hydraulique critique ( $i_{crit} = 0,015$ ). Une valeur de gradient hydraulique critique de 0,8 est obtenue pour le matériau sableux. Les résultats montrent que le matériau sableux présente une bonne résistance à l'augmentation du gradient hydraulique. La résistance du matériau graveleux est faible est une accélération du débit de sortie est observée dès l'augmentation du gradient hydraulique.

#### 3.2.2 Résistance aux cycles de gradient hydraulique

Les figures 3 et 4 montrent l'évolution de la perméabilité du matériau graveleux et du matériau sableux avant et après les cycles de gradient hydraulique. Les valeurs de la perméabilité sont calculées à partir des variations des charges hydrauliques dans les différentes prises de pression. Les résultats montrent que pour le matériau graveleux, la perméabilité est totalement restaurée après les cycles de gradient hydraulique. En effet, la perméabilité mesurée est égale à la perméabilité initiale du matériau. En ce qui concerne, le matériau sableux la perméabilité du matériau sableux augmente après les cycles de gradient hydraulique, mais la perméabilité initiale n'est pas restaurée. En effet, la perméabilité initiale du matériau sableux est de l'ordre de  $10^{-4}$  m/s, après les cycles de gradient hydraulique, elle est en moyenne de l'ordre de  $10^{-5}$  m/s.

Figure 3 Evolution de la perméabilité après les cycles de gradient hydrauliques pour le matériau graveleux

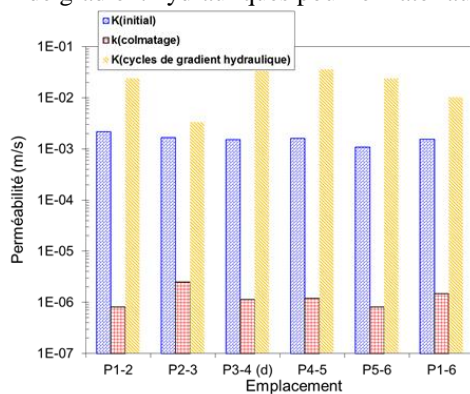
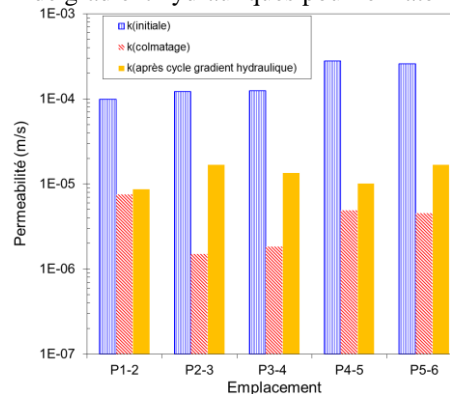


Figure 4 Evolution de la perméabilité après les cycles de gradient hydrauliques pour le matériau sableux



#### 4. Conclusion

Les essais de bio-colmatage ont montré que l'injection de la nutrition se traduit par une réduction totale du débit de sortie quel que soit la granulométrie des matériaux utilisés. Cependant, les mesures du gradient hydraulique critique, ont montré que le matériau graveleux présente de faibles valeurs du gradient hydraulique. Pour le matériau sableux, des valeurs de gradient hydrauliques élevées sont obtenues. Ceci montre que le bio-colmatage est plus résistant dans le cas des matériaux plus fins. L'application de cycles de gradient hydrauliques d'une amplitude  $i_{crit}/2$ , montre que pour le matériau le plus grossier, la perméabilité initiale est totalement restaurée après le dix cycles de gradient hydraulique. Pour le matériau sableux, une augmentation du débit est observée mais sans que la perméabilité initiale ne soit totalement restaurée. Plusieurs recherches (Cunningham et al. 1991; Vandevivere et Baveye 1992, Bielefeldt et al. 2002) ont montré que la croissance bactérienne et leur adhésion est plus propice dans le cas des matériaux fins puisque ces matériaux présentent des valeurs spécifiques plus importantes que les matériaux grossiers. Les matériaux fins offrent aussi une meilleure disponibilité nutritionnelle que les matériaux grossiers. Le bio-colmatage montre des résultats encourageants pour les matériaux fins, des améliorations peuvent être apportées au procédé pour encore plus l'optimiser.

#### Bibliographie

- [ASTM2006a] ASTM. (2006a) Test methods for maximum index density and unitweight of soils using a vibratory table» ASTM D4253, West Conshohocken, PA.
- [ASTM2006b] ASTM. (2006b) « Test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density» ASTM D4254, West Conshohocken, PA.
- [Biel2002] BIELEFELDT A. R., ILLANGASEKARE T., UTTECHT M., LAPLANTE R. « Biodegradation of propylene glycol and associated hydrodynamic effects in sand» Water Research, 36, 2002 1707–1714.
- [Blauw2009] BLAUW M., LAMBERT J. M. W., LATIL M. N. « BioSealing: A method for in situ sealing of leakages » 9<sup>th</sup> International Symposium on Ground Improvement, Singapore, 2009, 125–130.
- [Cunnin 1991] CUNNINGHAM A. B., CHARACKLIS W. G., ABEDEEN F., CRAWFORD D. « Influence of biofilm accumulation on porous media hydrodynamics.» Environmental Science Technology 25, 1991, 1305–1311.
- [Lamb2010] LAMBERT J. W. M., NOVAKOWSKI K., BLAUW M., LATIL M. N., KNIGHT L., BAYONA L. « Pamper bacteria, they will help us: Application of biochemical mechanisms in geo-environmental engineering » Proc., GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling, and Design, ASCE, Reston, VA, 2010, 618–627.
- [Van Beek2007] VAN BEEK V. M., DEN HAMER D., LAMBERT J. W. M., LATIL M. N., VAN DER ZON W. H. « Biosealing, a natural sealing mechanism that locates and repairs leaks » 1<sup>st</sup> International Conference on Self Healing Materials, Springer, 2007, Netherlands.
- [Vande1995] VANDEVIVERE P., BAVEYE P., DE LOZADA D., DELEO, P. (1995). « Microbial clogging of saturated soils and aquifer materials: Evaluation of mathematical models» Water Resour. Res., 31(9), 2173–2180.

---

# Some aspects of the cyclic behavior of quasi-saturated sand

TRAN K.H.<sup>1(\*)</sup>, IMANZADEH S.<sup>1,2</sup>, TAIBI S.<sup>1</sup>, SOULI H.<sup>3</sup>, FLEUREAU J.M.<sup>4</sup>, PANTET A.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Laboratoire Ondes et milieux complexes UMR CNRS 6294, Université Le Havre Normandie, France.*

<sup>2</sup> *Normandie Univ., INSA Rouen Normandie, LMN, 76000 Rouen, Franc.*

<sup>3</sup> *Laboratoire de tribologie et dynamique des systèmes UMR CNRS 5513, ENISE Sait Etienne, France.*

<sup>4</sup> *Laboratoire MSS-Mat, UMR CNRS 8579, CentraleSupélec, Saclay, France.*

(\*) *Corresponding author: khai-hoan.tran@etu.univ-lehavre.fr*

---

*RÉSUMÉ. L'article présente des résultats expérimentaux sur le comportement hydro-mécanique d'un sable lâche, soumis à des sollicitations cycliques. Le matériau est le sable d'Hostun RF largement utilisé comme matériau de référence par la communauté scientifique en France depuis une trentaine d'année. L'état de saturation du sable est évalué à l'aide du paramètre B de Skempton. Les résultats montrent qu'avec un B de l'ordre de 0.85 initialement correspondant à un état non saturé, le matériau peut atteindre un état de liquéfaction pour un niveau de contrainte déviatoire cyclique  $q/2\sigma'_3 = 0.25$ .*

*ABSTRACT. The paper presents experimental results on the hydro-mechanical behavior of loose sand submitted to cyclic loading. The material is Hostun RF sand widely used as a reference material by the scientific community in France for thirty years. The saturation state of the sand is evaluated using the Skempton parameter B. The results show that with an initially B value of the order of 0.85, corresponding to an unsaturated state, the material can reach a liquefaction state for a cyclic deviatoric stress level  $q/2\sigma'_3 = 0.25$ .*

*KEY WORDS: Hostun RF sand; unsaturation; cyclic loading; liquefaction; Skempton parameter B.*

---



## 1. Introduction

Soil liquefaction is a phenomenon in which granular soils under cyclic load lose much of their resistance or strength and behave like a liquid. The reason is that loose sands tend to be compacted when subjected to dynamic loading that results in an increase of the pore water pressure and a decrease of the effective stress within the soils. When soils liquefy, the deformation develops rapidly and causes the collapse of infrastructure on a large scale. The term spontaneous liquefaction was first coined by Terzaghi and Peck in 1948 ([ISH 93]). Since then, many studies have focused on the liquefaction of saturated soils and the behavior of saturated soils has been clearly understood ([CAS 69]; [SEE 82]; ...). Recent studies have shown that liquefaction can be observed not only on saturated soil but also on unsaturated sandy soils ([YOS 89]; [VER 17]); however, their behavior has been little studied and poorly understood.

## 2. Material

The material is fine quartz sand (Hostun RF) from Sika Co., Hostun, France. The properties are listed in table 1.

Grain specific weight (kN/m <sup>3</sup> )	Maximum grain size (μm)	Minimum grain size (μm)	D <sub>50</sub> (μm)	D <sub>10</sub> (μm)	D <sub>60</sub> (μm)	Friction angle (°)
26.2	600	120	300	200	400	40

**Table 1.** Properties of Hostun RF sand. ([FLA 90] ; [BIA 89])

## 3. The test apparatus

The apparatus of the test is based on the apparatus used for dynamic triaxial tests. The Dynamic (Cyclic) Triaxial Testing System 5Hz/5kN includes a dynamic controller to generate and control dynamic parameters as force, displacement, pore water pressure. Cell pressure and back pressure are controlled by Pneumatic Automatic Pressure Control (APC) and Hydraulic APC correlatively. The pressure produced by Pneumatic APC impacts on the cell through a device called Air-Water Interface. This device's duty is to make the pressure more responsive and mellifluous. Specimens used for this apparatus have dimensions of 70mm in diameter and 140mm in height. Back pressure can be applied on both top and bottom of the sample while pore water pressure is measured only on the bottom of the sample. The displacement can be controlled by both dynamic controller and the axial displacement transducer.

## 4. Soil water retention curve (SWRC)

In unsaturated medium, the pressure in the water phase ( $u_w$ ) is less than the pressure in air phase ( $u_a$ ). The variation in the suction  $s=u_a-u_w$  of the material versus its moisture content can be obtained using several devices ([BIA 89]): Tensiometers and tensiometric plates for suction lower than 30 kPa, and Filter papers and Richard's pressure membrane cells for pressures between 50 and 1000 kPa. The paths followed by the samples are drying-wetting paths: On wetting paths, the samples, initially dry, are prepared in the measurement cell by letting the particles fall from a height of approximately 50 cm; the water content measurement is made once the equilibrium of the sample is reached under the applied suction. On drying paths, the same protocol was used with initially saturated samples. The results are shown in figure 1. The pF, defined as  $pF=\log s$  (s: suction in cm), is plotted versus water content for both imposed drying and wetting paths. It must be noted that the hysteresis between the wetting and the drying paths is very limited. The curves are in general agreement with other results obtained on similar materials.

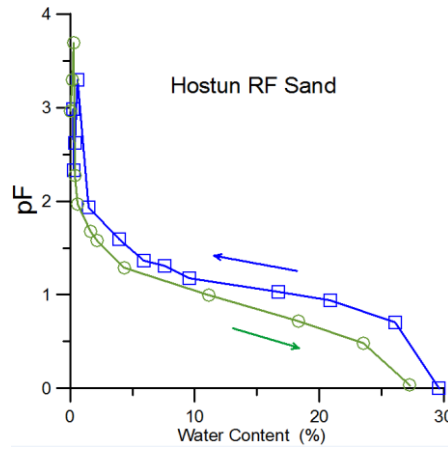


Figure 1.  $pF$  versus water content on drying, wetting paths for Hostun sand [BIA 89].

## 5. Cyclic loading

### 5.1. Sample preparation

The initial condition of the sample including the water content and void ratio was achieved in the following way. 824.9g of dry sand was mixed with 65.99ml of water corresponding to a water content of 8%. The mixture was compacted to reach a relative density  $D_r$  of 40%.

### 5.2. Sample saturation and consolidation.

Firstly, the cell pressure of 35 kPa was applied and then the back pressure of 15 kPa was applied on the base of the sample. The sample is considered to be filled by the water when the water without air bubbles comes out through the pipe on the top of the sample. To dissolve the remaining air in the sample, the cell pressure and back pressure were increased slowly to the target value. In this process, the effective stress was always 20 kPa. This process is named Ramp. Skempton coefficient  $B$  is measured base on the following formula:

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} \quad [1]$$

$\Delta \sigma_3$  and  $\Delta u_w$  are the imposed increment of confining stress and the resulting measured increment of pore water pressure correlatively. If Skempton coefficient  $B$  is higher than 0.96, the sample can be considered to be saturated ([CHA 78]). If Skempton coefficient  $B$  is smaller than 0.96, the pore water pressure and back pressure can be increased to the next level. During the two Ramp processes, there was always a slight difference between pore water pressure and back pressure. It is because the sample was not completely saturated. The maximum measured Skempton coefficient  $B$  is 0.85. To make the sample consolidate after saturation step, the cell pressure was increased from 820 to 900 while back pressure valves were closed. The back pressure valves were opened when pore water pressure was stable. s

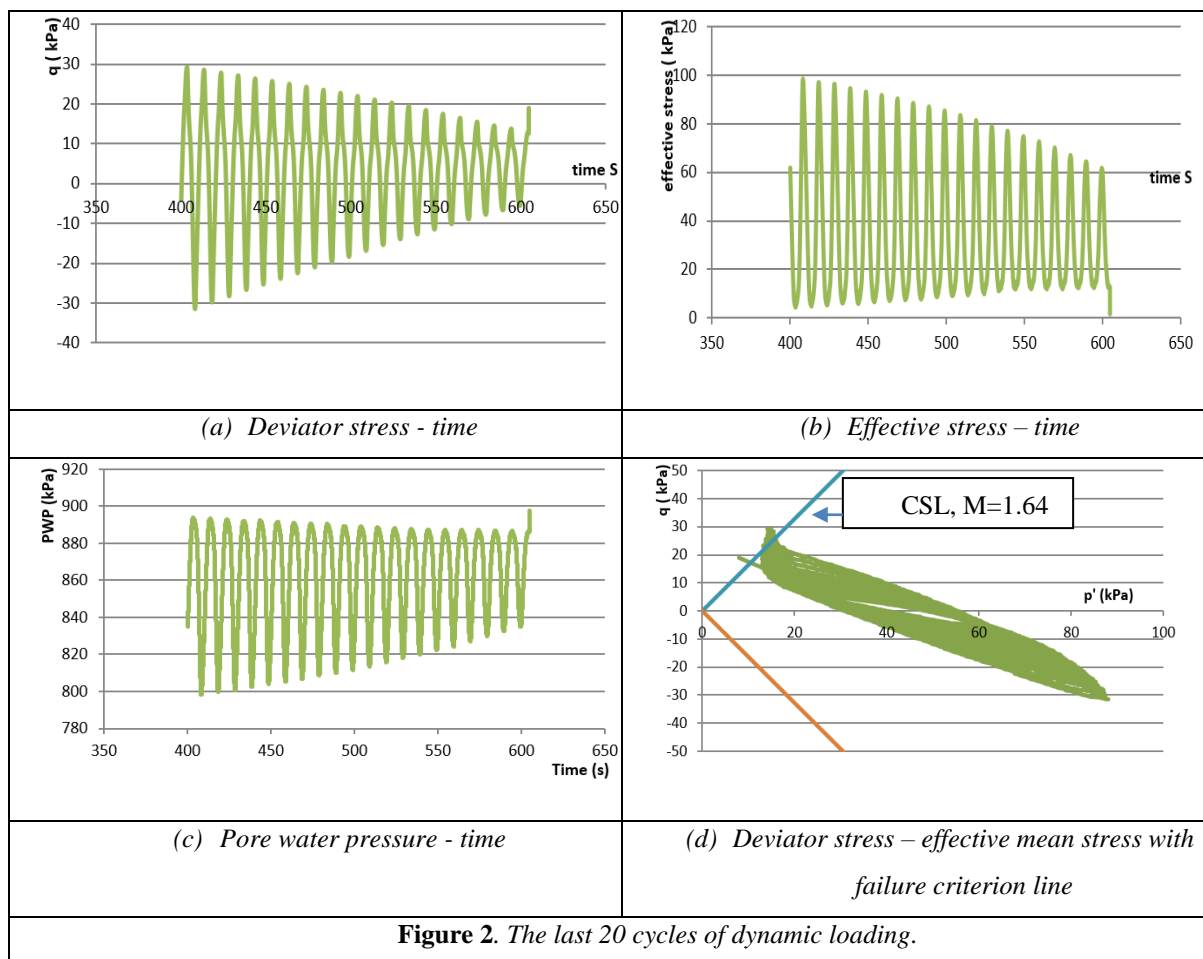
### 5.3. Cyclic loading

The load frequency was 0.1 Hz and 100 cycles were applied. The amplitude of the deviator stress was chosen based on the ratio  $\frac{q_{\max}^c}{2\sigma_3} = 0.25$ , corresponding to  $q_{\max}^c = 50$  kPa.

Figure 2 shows the results of the last 20 cycles of cyclic loading. Figures (2a) and (2b) respectively show the variations of the deviatoric stress and pore water pressure versus time. Note that the deviatoric stress continuously decreases with time (fig 2a) as the pore water pressure increases to a value of 900 kPa in the last cycle (fig 2b), corresponding to the value of applied total confining stress. This means the remove of the effective confining stress as shown in Figure (2c). If one analyzes these last 20 cycles mean effective stress  $p'$  according to the deviatoric stress [ $p'$ ;  $q$ ] (figure 2d), the cycles reach finally the failure criterion or critical state line (CSL) of the sand, corresponding to the line M of slope = 1.64.

## 6. Conclusion

Although B measure shows that the sample is not well saturated ( $B=0.85$ ), but the cyclic loading with  $\frac{q_{\max}^c}{2\sigma_3} = 0.25$  reached the liquefaction state.



## 7. References

- [BIA 89] Biarez, J., Fleureau J.M., Indarto., Taibi S., Zerhouni M.I., «Influence of water negative pore pressure on the flow of granular materials in silos», *Proc. 1st int. Conf. on Micromechanics of Granular Media*, Biarez & Gourvès (eds), A.A. Balkema, Rotterdam, 1989.
- [CAS 69] Castro G., *Liquefaction of sands*. Harvard University, Cambridge, 1969.
- [CHA 78] Chaney R.C., «Saturation effects on the cyclic strength of sand», *ASCE Special Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1978, p.342–359.
- [FLA 90] Flavigny E., Desrues, J., Palayer, B., « Le sable d’Hostun RF-Note technique ». *Rev. Franç. Géotech.* N° 53, 1990, p. 67-70.
- [ISH 93] Ishihara K., «Thirty third Rankine lecture: Liquefaction and flow failure during earthquakes», *Geotechnique* 43(3), 1993, p.349–415.
- [SEE 82] Seed H.B., Idriss I.M., *Ground motion and soil liquefaction during earthquake*, Berkeley, University of California, 1982.
- [VER 17] Vernay M., Morvan M., Breul P., «Influence of saturation degree on sandy soils behavior: application to liquefaction», *2nd International Conference on Bio-based Building Materials & 1st Conference on ECOlogical valorisation of GRANular and FIBrous materials*, 2017.
- [YOS 89] Yoshimi Y., Tanaka K., and Tokimatsu K., «Liquefaction resistance of a partially saturated sand», *Soils Found* 29(3), 1989, p.157–162.

---

# Traitement d'un glissement de terrain par l'utilisation des pieux, cas pathologique en Algérie.

S.M.A. Bourdim<sup>\*1</sup>, L.H. Chekroun<sup>2</sup>, A. Benanane<sup>1</sup>, A. Bourdim<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire LMPC, Département Génie Civil, Université d'Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem, Algérie.

<sup>2</sup> Laboratoire EOLE, Département de Génie Civil, Université de Tlemcen, Algérie.

<sup>3</sup> Agence nationale des autoroutes, Bureau de Tlemcen, Algérie.

(\*) sidimohammed.bourdim@univ-mosta.dz

---

**RÉSUMÉ.** L'utilisation de pieux à la stabilité des pentes a augmenté ces dernières années grâce au bon rapport performance/temps offert par cette technique. Dans ce contexte, nous présentons le cas d'un glissement de terrain survenu en mars 2014 sur l'autoroute d'Algérie, utilisant des pieux anti-glissement comme solution de traitement.

Notre cas d'étude s'est produit sur le tronçon de Tlemcen, entre Pk52+040~220. Le côté gauche de la chaussée s'est effondré suite au glissement du coté aval. Des relevés des inclinomètres ont montré des signes d'instabilité avec une profondeur de glissement d'environ 9m près de la plate-forme d'autoroute. Les causes probables de cette instabilité sont l'enlèvement de la butée inférieure pour le talus en amont de la route et l'établissement d'un dépôt de terre qui a surchargé le talus et a perturbé le l'écoulement des eaux à l'aval.

L'étude de la stabilisation est basée sur l'installation de deux lignes de pieux anti-glissement. Notre étude de l'analyse de stabilité a été effectuée sous des charges statiques et dynamiques et souligne que cette solution est avantageuse et efficace.

**ABSTRACT.** The use of piles to slope stability has grown in recent years through the good reported performance / time offered by this technique. In this context, we present the case of a landslide that occurred on March, 2014 on the highway of Algeria, using anti-sliding piles as the treatment solution.

Our study case occurred on the section of Tlemcen, between Pk52+040~220. The left side of the roadway collapsed following the slip of the downstream slope. Inclinometers were showed signs of instability with a sliding depth around 9m near the highway platform. The probable causes of this instability are the removal of the bottom abutment for the upstream slope of the way and the establishment of an earth deposit that was overloaded the slope and disrupted the flow of waters to the downstream.

The study of stabilization is based on the installation of two lines of anti-sliding piles. Our study of stability analysis was carried out under static and dynamic loads and highlights that this solution is advantageous and efficient.

**MOTS-CLÉS :** glissement de terrain, stabilisation, pieux anti-glissement, analyse dynamique.

**KEYWORDS:** landslide, stabilization, anti-sliding piles, dynamic analysis.

---

## 1. Introduction

Les origines de la perte de stabilité des pentes naturelles, artificielles, sont très diverses. La mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines. L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante au coefficient de sécurité. Sachant que les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature et par leur dimension. Les problèmes de stabilité des pentes sont rencontrés généralement dans la réalisation des routes, les digues des barrages et les pentes naturelles. Le glissement de terrain passe par plusieurs étapes chronologiques d'activité. Il existe des principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux de mouvements de masse qui pourrait se produire.

Nous présentons ici le cas d'un glissement de terrain qui s'est produit sur une section autoroutière de l'autoroute Est-Ouest d'Algérie. Le glissement a été traité en utilisant des pieux anti-glissement pour renforcer le remblai d'assise du corps de chaussée. Les dégradations et fissures ont été constatées pour la première fois sur la

voie Tlemcen-Alger au point kilométrique PK 52 au début du mois de novembre 2013. Par la suite, la chaussée a été devenue très dégradée et inutilisable au mois de mars 2014.

## 2. Présentation du glissement de terrain

Dans cet article nous abordons le glissement de terrain qui s'est produit le 02 mars 2014 sur un tronçon de l'autoroute Est-Ouest se trouvant près de la ville de Tlemcen (Nord-Ouest de l'Algérie). En effet, la plateforme au niveau du PK52+040~PK52+093 a subi des déformations importantes, où l'aile arrière est déplacée verticalement de plus de 2m soit 3 à 4m horizontalement. Ainsi le côté gauche de la chaussée a été totalement interrompu à la circulation comme elle montre la photo.



Figure 1. Déformation du corps de chaussée.

## 3. Causes du glissement

Le déplacement vertical de la plate-forme objet de glissement est environ de 2m, sur une section en remblai. L'observation des carottages prélevés ont présenté une lithologie très variable, renfermant une grande teneur en galet dans les forages effectués. Selon l'ordre de destruction des sondages d'inclinomètre, le trou de sondage qui se trouve à coté de la rive de l'oued est le premier trou endommagé, et puis c'est le trou se trouvant près de la plate-forme qui est détruit, alors le glissement est causé par une traction de bas en haut. En outre, il n'y a aucun indice de déformation pour le trou qui se trouve sur côté droit du tracé. Notons aussi, l'affouillement dus aux eaux de l'oued sur le bord frontal du glissement a rapidement provoqué l'apparition du glissement.

## 4. Profil géologique et géotechnique du site

Le profil géotechnique du site tel que déterminé par les reconnaissances, 06 forages sur une profondeur totale de 127.4m, montre que la zone présente un profil en pente. Les couches de sols sont constituées d'un remblai d'assise de densité moyenne, suivi d'une couche d'argile limoneuse de couleur brunâtre à jaunâtre, répartie principalement dans le talweg gauche du tracé, le sol est homogène, intercalé d'un peu de galets et de sable, très plastiques, mais peu plastique localement surmontant une couche de grés complètement altérée répartie principalement en rive de l'oued, au pied de talus gauche et au pied de talus droit. Une couche de marne complètement altérée de couleur jaune verte de structure argileuse, intercalé de sable très plastique. La nappe est de profondeur variable de 13 à 24.5m et 13m dans les différents forages réalisés et une tendance à l'écoulement dans le sens du talus.

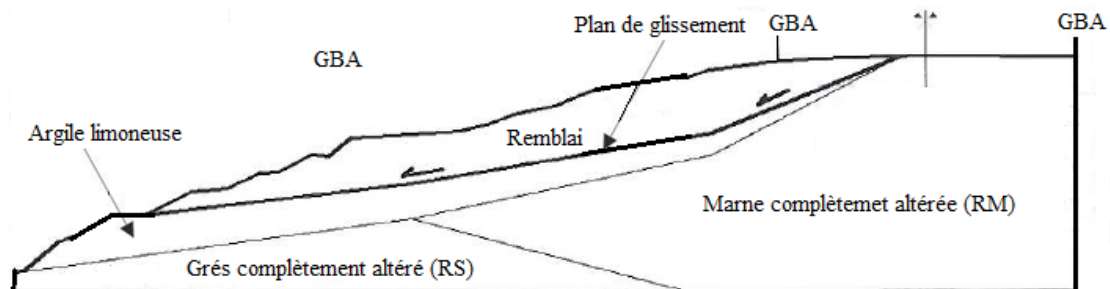
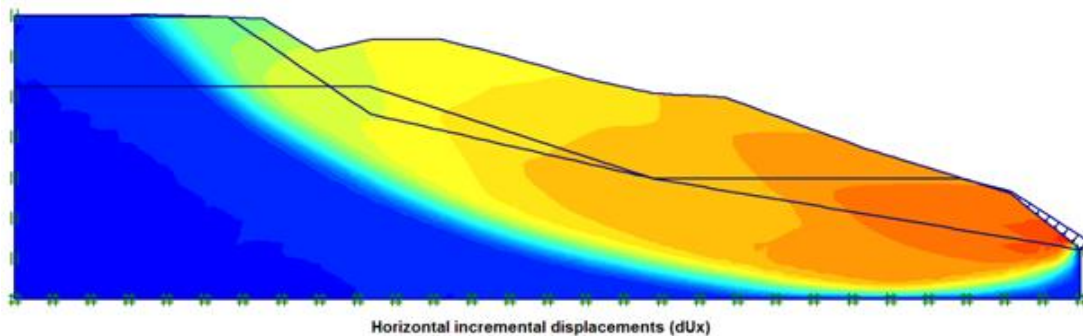


Figure 2. Profil géotechnique du site

## 5. Traitement du glissement de terrain

Un calcul statique de la stabilité du talus par le code de calcul Plaxis 2D, a montré que le cercle de glissement passe par le talus artificiel (voir figures 2 à 5). Ceci nous conduit à supposer que la cause principale du glissement, en plus des conditions géomorphologiques et géotechniques locales du site et la présence de la nappe, est le chargement en tête dû au trafic autoroutier, pouvant être négligé ou du moins mal pris dans le pré-dimensionnement.

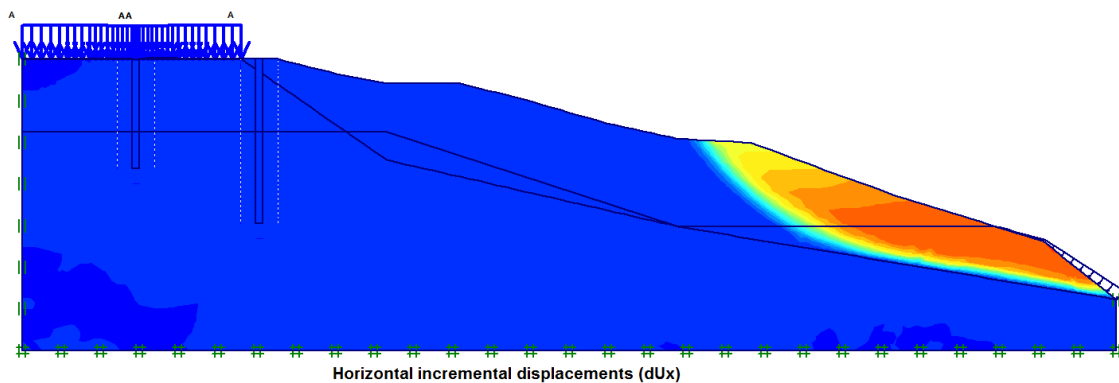


**Figure 3.** Surface de glissement critique

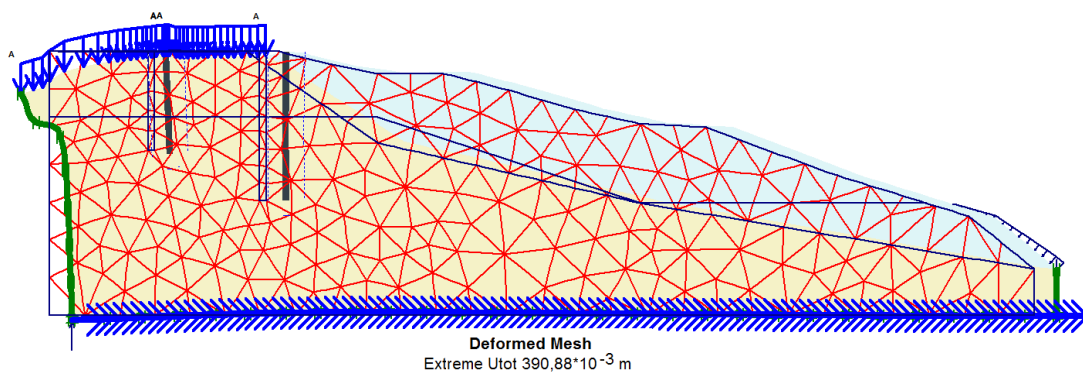
La solution retenue pour le traitement, consiste à l'installation de 11 pieux anti-glissement en une seule rangée au niveau du bord du glissement afin de garantir la sécurité des usagers de l'autoroute, comme travaux d'urgence, ensuite la réalisation d'une rangée de 60 pieux sur le côté gauche du tronçon.

La figure 4 représente une analyse de la stabilité du glissement après l'introduction des deux rangées de pieux anti-glissements. Il est clair que le talus est plus stable par rapport à la configuration précédente avec une augmentation du coefficient de sécurité. Donc la chaussée est en état de sécurité.

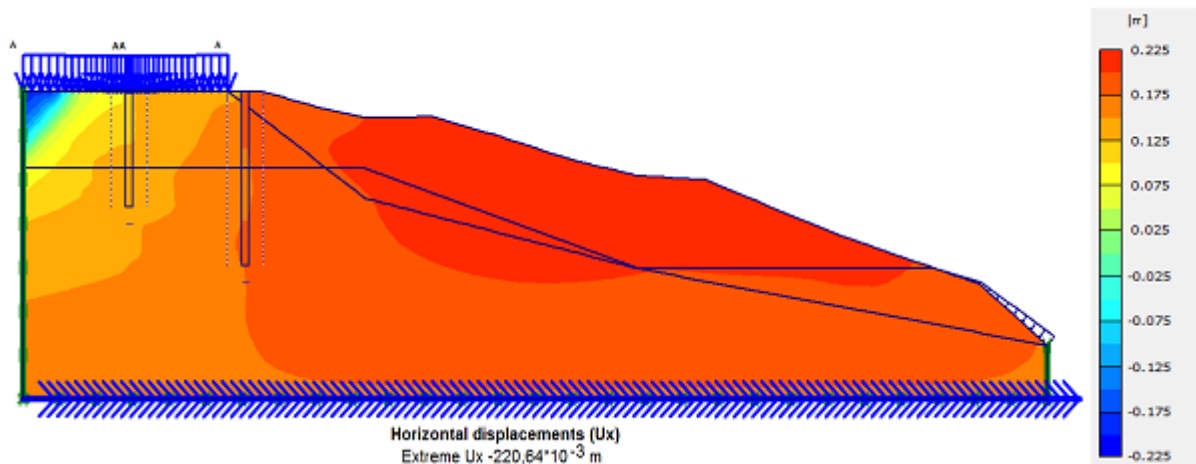
Nous donnons aussi la figure 6 qui représente la distribution des déplacements horizontaux dans le corps du talus.



**Figure 4.** Mécanisme de rupture et surface de glissement après introduction des pieux



**Figure 5.** Déformation de maillage



**Figure 6.** champs des déplacements horizontaux

## 6. Conclusion

Ce travail montre que la solution de traitement présente plus de stabilité comparativement au cas du talus à son état initial. Ceci est démontré par la valeur maximale de déplacement enregistré qui est très faible et aussi par le coefficient de sécurité trouvé égale à 1,86 après l'introduction des pieux. Si on ajoute à cela les avantages que présente cette solution par rapport aux autres solutions classiques, notamment dans les quantités de matériaux et le délai de réalisation, les facilités de réalisation et la souplesse du comportement, le choix s'impose de lui-même.

Après les études effectuées de stabilisation du talus PK 52 et l'analyse dynamique par l'utilisation d'un accélérogramme d'un mouvement sismique très fort de Boumerdès 2003, on peut conclure que la technique de stabilisation des pentes par pieux peut résoudre d'une façon permanente le problème du glissement de terrain. Cette technique est applicable principalement aux terrains reposant sur des sols argileux, parfois mous ou sensibles.

## 7. REFERENCES

- [ASH 12] Ashour M., and Hamed A., « Analysis of pile stabilized slopes based on soil–pile interaction », Computers and Geotechnics, vol. 39, p. 85-97.
- [BOU 13] Bourdim S.M.A., Djedid A., Boumechra N., « Treatment of a Landslide on the Section of East-West Highway in Algeria », 6<sup>th</sup> Engineering and Technology Symposium, Çankaya University, April 25-26 2013, Ankara Turkey, ISBN: 978-975-6734-15-5, p. 33-37.
- [BOU 16] Bourdim S.M.A., Boumechra N., Djedid A., « Numerical model calibration, case of dynamic behavior of a soil-retaining wall system », J. Mater. Environ. Sci., Vol 7 (3), 2016, p. 1048-1055.
- [BRI 03] Brinkgereve R., Vermeer P., PLAXIS Version 8, Scientific manual, 2003, DELFT University of Technology, Pays-Bas.
- [BRI 03] Brinkgereve R., Vermeer P., PLAXIS Version 8, Dynamic manual, 2003, DELFT University of Technology, Pays-Bas.
- [CHE 15] Chekroun L.H., Boumechra N., Djedid A., « Behavior of a pile group (3×3) subjected to lateral loading », J.Mater. Environ. Sci., Vol 6 (11), 2015, p. 3319-3328.
- [CIT 14] CITIC-CRCC., Plan de traitement du glissement de PK52+040~220-Indice G, Projet Autoroute Est-Ouest Algérie, 2014.
- [LAO 06] Laouami N., Slimani A., Bouhadad Y., Chatelain J., Nour A., « Evidence for fault-related directionality and localized site effects from strong motion recordings of the 2003 Boumerdes (Algeria) earthquake: Consequences on damage distribution and the Algerian seismic code », Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 26, 2006, p. 991-1003.
- [YUN 00] Yun-Suk C., Etude numérique de l'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique, Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, 2000.





# Matériaux, Matériaux innovants

# Analyse des caractéristiques physiques et mécaniques de bétons de granulats recyclés de béton pour la valorisation de ce type de granulats

Goufi.N<sup>1</sup>, Idir.R<sup>2</sup>, Kerdal.D<sup>3</sup>, Abidelah.A<sup>4</sup>, Kaid.N<sup>5</sup>

<sup>1</sup> LM2SC, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf d'Oran USTOMB, [n\\_goufi@yahoo.fr](mailto:n_goufi@yahoo.fr)

<sup>2</sup> Laboratoire Eco-Matériaux, CEREMA, ile de France, Paris, [rachida.idir@cerema.fr](mailto:rachida.idir@cerema.fr)

<sup>3</sup> LM2SC, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf d'Oran USTOMB, [djkerdal@yahoo.fr](mailto:djkerdal@yahoo.fr)

<sup>4</sup> LMST, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf d'Oran USTOMB, [abidelah@gmail.com](mailto:abidelah@gmail.com)

<sup>5</sup> LMST, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf d'Oran USTOMB, [n.kaidustomb@gmail.com](mailto:n.kaidustomb@gmail.com)

---

*RÉSUMÉ. La valorisation des granulats recyclés issus de la démolition des constructions permet de contribuer à la résolution du problème de stockage des déchets, la réduction de la pollution de l'environnement, la préservation des ressources naturelles et la réduction du coût de construction. La thématique des bétons de granulats recyclés est un sujet vaste qui couvre un grand nombre d'études. Dans ce travail, on présente les valeurs des résistances à la compression, traction et la perte en poids de bétons à base de graviers recyclés provenant de la déconstruction de bâtiments à Oran en Algérie et qui sont comparées à celles d'un béton ordinaire témoin. Les valeurs trouvées, montrent qu'il est important de normaliser et de vulgariser l'utilisation de ce type de granulats dans les bétons. En outre, les valeurs de modules de déformations sont comparées aux valeurs des expressions analytiques proposées par l'EC2 qui indiquent que ces relations prédisent de manière assez satisfaisante les propriétés mécaniques ainsi que la courbe contrainte déformation des bétons à base de granulats recyclés élaborés.*

*ABSTRACT. The use of aggregates from recycling of demolition products can contribute to the solution of the storage problem of waste, contributing to the reduction of pollution of the environment, preserving natural resources and finally reducing the cost of construction. The issue of recycled aggregate concrete is a vast subject that covers a large number of studies. In this work, we present the values of compressive and tensile strength and loss of weight of recycled aggregate concrete. Recycling materials covered in this study come from the demolition of buildings in Oran (ALGERIA). The values found show that it is important to standardize the use of such aggregates in concrete. Finally, the values of deformation modulus are compared with those of analytical expressions proposed by the EC2. It turns out that, the relations proposed by the EC2 provide satisfactorily the mechanical properties and the stress strain curve of the elaborated concrete.*

*MOTS-CLÉS: Béton, Granulats recyclés, Résistance, Module déformation.*

*KEY WORDS: Concrete, Recycled aggregates, Strength, Modulus of elasticity.*

---

## 1. Introduction

Le développement durable est devenu un véritable enjeu stratégique dans ses différentes dimensions. Il touche de façon directe les matériaux de construction du point de vue des émissions de CO<sub>2</sub>, de la consommation d'énergie et matières premières naturelles et la génération de déchets (au moment de la construction et lors de la déconstruction) [PED 14]. A la fin de leur cycle de vie, les ouvrages et structures de génie civil constituent un gisement important pour la production de granulats recyclés, surtout qu'après déconstruction, le coût de la mise en décharge devient de plus en plus élevé [REC 99, RUB 06]. Les granulats recyclés sont ainsi une solution au problème d'épuisement des ressources et de stockage de déchets. La récupération de la pâte de ciment potentiellement utilisable, après traitement, dans la production de nouveau ciment ou de tout autre type de liant hydraulique pourrait aussi conduire à minimiser l'impact CO<sub>2</sub> attribué à la fabrication du ciment. L'introduction des granulats recyclés dans le béton se fait déjà dans certains pays d'Europe tels que le Danemark, l'Angleterre, l'Allemagne et certains pays hors d'Europe comme l'Australie ou le Japon [CHA 90, HAN 92].

En Algérie, en plus du déficit (10 à 20%) en granulats, les déchets de construction et de démolition sont importants mais rarement valorisés [KEN 11]. Une tentative de valorisation dans ce domaine a été entreprise dans la région de Chlef après le séisme de 1982 en collaboration avec le centre scientifique et technique de construction (C.S.T.C) Belge [KEN 11]. L'utilisation de ces matériaux, nécessite la quantification de l'impact de ces granulats recyclés sur le comportement des bétons à l'état frais et durci à travers l'identification des propriétés mécaniques, thermiques et rhéologiques. Aujourd'hui la norme EN206-1 permet une réutilisation des granulats recyclés dans la production de béton frais mais dans une proportion maximale de 30% (en béton armé) [KEN 11]. La présente étude tente d'apporter une contribution à la valorisation de ces déchets en présentant les résultats de certains paramètres physiques et mécaniques de bétons à granulats recyclés.

## 2. Etude des bétons à base de granulats recyclés

Plusieurs études ont été réalisées avec un remplacement partiel ou total des gravillons naturels par des granulats recyclés [CAS 08, COR 10, KEN 11]. Ces derniers diffèrent des granulats naturels par leur composition. En effet, le granulats recyclé de béton est un matériau composite, dont les deux constituants sont [GON 11] :

- Granulats naturels concassés partiellement ;
- La pâte de ciment hydraté concassée, enrobant les granulats naturels ;



Figure.1. Compositions des granulats recyclés de béton

## 3. Matériaux et procédures expérimentales

### 3. 1. Matériaux

#### 3.1.1 Ciment

Le ciment utilisé de type CEM II/ B 42.5 conforme à la norme NF EN 42.5. La surface spécifique Blaine, SSB est de 3600 cm<sup>2</sup>/g et la densité est de 3.10. L'eau de robinet est utilisée pour le gâchage.

#### 3.1.2 Granulats

Deux familles de granulats ont été utilisées. Des granulats concassés pour la confection des échantillons de béton ordinaire et Des granulats recyclés résultant du concassage de déchets de béton. Ces déchets ont été récupérés de la démolition de certaines constructions situées dans la ville d'Oran en Algérie. Ces granulats sont préparés en 3 étapes :

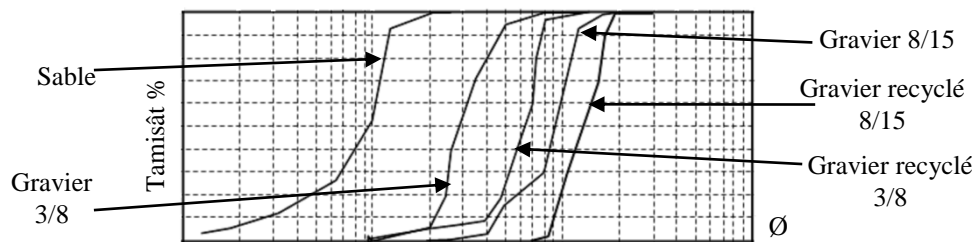
- 1- Concassage préliminaire manuel en utilisant une massette ;
- 2- Concassage automatique par un broyeur mécanique ;
- 3- Tamisage pour obtention des granulats de classes 3-8 et 8/15 ;

Les principales caractéristiques des granulats recyclés sont données au tableau 1. On relève pour ces granulats recyclés, des masses volumiques plus faibles et une plus grande capacité d'absorption que celles des granulats naturels. A noter que les matériaux ont été préalablement lavés et que les granulats de recyclage ont été mis dans de l'eau pendant plus de 24 h pour saturation [QUE 96, PAD 09].

**Tableau 1.** Principales caractéristiques des granulats utilisés

Caractéristique	Granulats naturels		Granulats recyclés		Sable
	Gravier 3/8	Gravier 8/15	Gravier 3/8	Gravier 8/15	Concassé
Mva (Kg/m <sup>3</sup> )	1.56	1.60	1.12	1.20	1.36
Mvs (Kg/m <sup>3</sup> )	2.65	2.67	2.39	2.52	2.63
Module finesse	-	-	-	-	2.95
Absorption %	2.45	4.90	6.05	4.75	

Les courbes granulométriques des matériaux utilisés sont représentées sur la figure 2 suivante



**Figure 2.** Courbes granulométriques des granulats.

#### 4. Procédures expérimentales

Pour les besoins de l'étude, des cylindres 16x32 cm<sup>2</sup> ont été préparés afin de caractériser la résistance à la compression et le module d'élasticité des bétons à base de granulats naturels et recyclés. La formulation de ces bétons est basée sur la méthode de Dreux Gorisse [DRE 98]. Le paramètre de formulation considéré est la consistance. Pour cela, on a gardé la même quantité de ciment et varier celle de l'eau jusqu'à obtention de la consistance désirée. Il est à noter que pour les bétons à base de granulats recyclés, la quantité d'eau calculée ne représente pas la quantité totale mais la valeur d'eau efficace et que lors du malaxage, cette eau est introduite en 3 phases. Le détail des formulations est donné au tableau 2. L'ensemble des éprouvettes a été conservé à température et hygrométrie contrôlées pendant 24 heures puis mises dans un bassin d'eau.

**Tableau 2.** Formulations des bétons - Pourcentages des constituants

Composition %	Ciment	Sable	Gravier 3/8	Gravier 8/15	Eau	E/C	Ajout d'eau	E/C corrigé
Béton témoin	15.36	23.43	5.79	45.63	9.59	0.62	0	9.59
Béton recyclé	15.36	23.82	4.98	45.03	10.22	0.66	0.96	0.73

#### 5. Analyse des résultats

##### 5.1. Affaissement au cône d'Abrams

Ce paramètre nous a permis de corriger la quantité d'eau dans le béton à base de granulats recyclés. Les valeurs trouvées sont reportées dans le tableau 3 suivant ;

**Tableau 3.** Valeurs de l'affaissement au cône d'Abrams

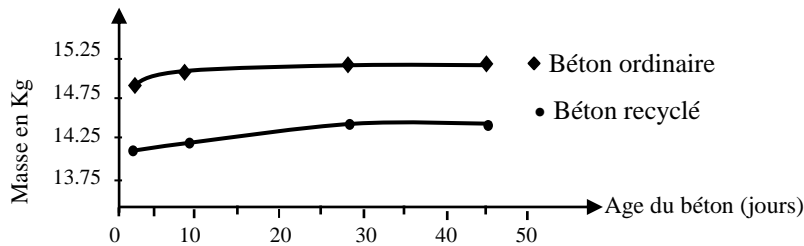
Béton témoin		Béton recyclé	
Avant correction	Après correction	Avant correction	Après correction
7.8	-	3.8	7.5

L'analyse des résultats montre que pour un même rapport E/C, l'ouvrabilité d'un béton constitué de 100% de granulats recyclés (béton recyclé) est plus faible que celle d'un béton de granulats naturels en raison de la capacité importante d'absorption des granulats recyclés [TAM 05, AIS 11].

##### 5.2. Masses volumiques et absorption

Les résultats des caractéristiques déterminées au tableau 1 montrent que, la masse volumique des bétons recyclés est plus faible que celle des bétons à granulats naturels alors que leur absorption est plus importante.

Ces différences sont attribuées à une porosité plus importante dans les bétons de granulats recyclés [GOM 02, PAD09]. La variation de la masse des éprouvettes en fonction du temps est donnée à la figure 3 suivante.

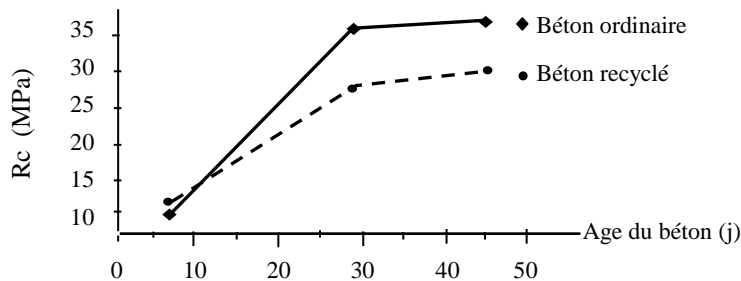


**Figure 3.** Variation de poids des bétons ordinaire et recyclé en fonction de l'âge

L'analyse de la figure 3, montre une augmentation du poids des éprouvettes 16x32 des bétons ordinaire et recyclé. A l'Age de 28 jours la masse des éprouvettes est de 15.18 et 14.25 KG respectivement. Ces valeurs correspondent à des masses volumiques apparentes de 2359 et 2185 Kg/m<sup>3</sup>. La valeur de la masse volumique apparente des bétons recyclés est plus faible en raison du mortier qui reste collé aux granulats. Ces valeurs sont en accord avec celles des travaux de recherches antérieurs qui affirment que la masse volumique des bétons à base de granulats recyclés est en général comprise entre 2000 et 2200 kg/m<sup>3</sup> [TOP 04].

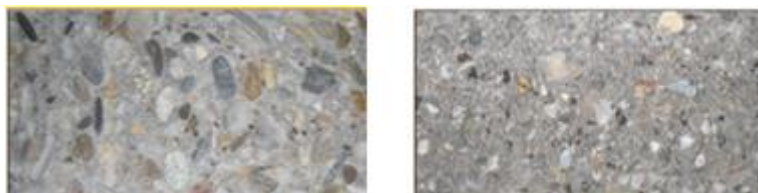
### 5.3. Performance mécanique

Dans ce qui suit, on présente l'évolution des résistances à la compression des bétons étudiés.



**Figure 4.** Variation des résistances à la compression des bétons

L'analyse de la figure 4, montre une cinétique d'évolution des contraintes des bétons étudiés au cours du temps pratiquement identique. Cependant, les valeurs de résistances du béton à granulats naturels sont supérieures à celles du béton à granulats recyclés. Cette différence de l'ordre de 16% à 28 jours passe à 18% à 45 jours. Cet écart de résistance est attribué à la porosité plus importante dans les bétons de granulats recyclés, la mauvaise interface granulats/liant (figure 5) ainsi que qualité même des granulats du béton de recyclage.



**Figure 5.** Pairement de bétons à granulats naturels et recyclé

### 5.4. Module de déformation

Le module de déformation est l'une des caractéristiques importantes des bétons. Sa détermination permet d'avoir une idée sur le comportement et la rigidité du matériau. Le tableau 4 suivant donne les valeurs de ce paramètre ainsi que les contraintes et déformations correspondantes.

**Tableau 4.** Valeurs de modules de déformation

Béton	Contrainte (MPa)	Déformation %	Module (GPa)	EC2	Ecart
Ordinaire	34,82	0,101	34,46	29,642	16,73
recyclé	27,48	0,096	28,67	26,83	

L'analyse des résultats montre que le béton à granulats recyclé présente une valeur de module de déformation plus faible que celle du béton ordinaire, donc une plus faible rigidité. A l'instar du BAEL et du BPEL 99,

l'Eurocode 2 considère le seul emploi de granulats d'origine naturelle et ne prévoit pas l'emploi de granulats recyclés. L'EC2 propose l'expression suivante pour prédire le module d'élasticité à partir de la résistance à la compression [GEO 13] :

$$E = 17553(f_c/10)^{0.42} \quad [1]$$

Avec E : Module de déformation et  $f_c$ : résistance à la compression.

Les valeurs de module de déformation déterminées à partir des essais restent proches de celles données par l'expression de l'Eurocode 2.

## 6. Conclusion

Les résultats présentés dans cette étude ont montré que les caractéristiques du béton à base de granulats recyclés sont certes plus faibles que celles d'un béton ordinaire mais restent acceptables et peuvent être utilisés dans les bétons. De plus, on ne peut nier aujourd'hui qu'au rythme de la consommation actuelle des granulats et compte tenu de la nécessité de préservation des sites naturels, les ressources naturelles peuvent devenir rares. Ainsi, le recyclage du béton issu de la démolition constitue une des solutions à envisager surtout qu'il offre plusieurs avantages tels que la minimisation de l'impact CO<sub>2</sub> liées aux transports des granulats et la fabrication du ciment par la récupération de la pâte de ciment potentiellement utilisable, après traitement, dans la production de nouveau ciment ou de tout autre type de liant hydraulique. Toutefois, des études approfondies des nouveaux bétons recyclés doivent être réalisées pour comprendre le lien entre les propriétés des bétons et des granulats issus du recyclage. Enfin, un effort être porté sur le "tri sélectif" visant à séparer les différents déchets inertes générés par la déconstruction pour éviter leur mélange.

## 7. Bibliographie

- [AIS 11] Assia D.T. « Determining the water absorption of recycled aggregates utilizing hydrostatic weighing approach », *Construction and building materials* 2011.
- [CAS 08] Casuccio M., Torrijos M.C., Giaccio G, Zerbino R. « Failure mechanism of recycled aggregate concrete », *Construction and Building Materials* vol 22, 2008, p. 1500–1506.
- [CHA 90] Charonnat Y., Marsot A., Pitsch C., « Recyclage du béton de ciment », *Bulletin de Liaison Ponts et Chaussées, spécial XVI, Chaussées en béton*, 1990.
- [COR 10] Corinaldesi V., « Mechanical and elastic behavior of concretes made of recycled-concrete coarse aggregates », *Construction and Building Materials* 2010, p.1616–1620
- [DRE 98] Dreux G., Festa, J., *Nouveau Guide du Béton*,. Paris Huitième édition. Eyrolles, 1990.
- [GEO 13] George W., Elhem G., «Eurocode 2 : Application aux bétons à graviers recyclés », *31èmes Rencontres de l'AUGC, E.N.S.* 2013, Cachan.
- [GOM 02] Gomez S.J.M.V., « Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate. An experimental study », *Cement and Concrete Research*, vol 32, 2002, p.1301– 1311.
- [GON 11] González FB., Martínez A.F, Carro LD., Seara PS., « Stress–strain relationship in axial compression for concrete using recycled saturated coarse aggregate », *Construction and Building Materials*, vol 25, 2011, p. 2335–2342.
- [HAS 92] Hansen TC., « Recycling of demolished concrete and masonry », *In: RILEM 06. E et FN SPOON*, 1992, London.
- [KEN 11] Kenai S., Debieb F., 2011. « Caractérisation de la durabilité des bétons recyclés à base de gros et fins granulats de briques et de béton concassés », *Materials and Structures* vol 44, 2011, p.815–824.
- [PAD 09] Padmini A.K., Ramamurthy K., Mathews M.S., « Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete », *Construction and Building Materials*, vol 23, 2009, p. 829-836.
- [PED 14] Pedro D, de Brito J, Evangelista L, 2014, « Influence of the use of recycled concrete aggregates from different sources on structural concrete », *Construction and building Materials*, vol 71, 2014, p.141-151.
- [QUE 96] Québaud M., Caractérisation des granulats recyclés-Etude de la composition et du comportement de béton incluant ces granulats, Thèse de doctorat. Université d'Artois, France, 1996.
- [Tim 05] Tam V.W.Y, 2005, « New approach in measuring water absorption of recycled aggregates », *Construction and Building Materials*, vol 35, 2005, p. 1195-1203.
- [Top 04] Topçu I. B., Sengel S., « Properties of concretes produced with waste concrete aggregate », *Cement and Concrete Research*. vol 34, 2004, p. 1307-1312.

# CARACTÉRISATION DE LA VARIABILITÉ DE TERRES DISPONIBLES LOCALEMENT : EFFET SUR LA CONSISTANCE ET LA MESURE DU SEUIL DE CISAILLEMENT

**T. Vincelas<sup>1\*</sup>, E. Hamard<sup>2</sup>, A. Hellouin de Ménibus<sup>3,4</sup>, T. Lecompte<sup>1</sup>, T. Colinart<sup>1</sup>, H. Lenormand<sup>5</sup>**

*1- Univ. Bretagne Sud, FRE CNRS 3744, IRDL, F-56100 Lorient, France*

*2- IFSTTAR, MAST, GPEM, F-44344 Bouguenais, France*

*3- Eco-Pertica, Hôtel Buissonnet, 61340 Perche-en-Nocé, France*

*4- Association Nationale Des Chanvriers en Circuits Courts*

*5- UniLaSalle, 3 rue du tronquet, 76134 Mont-Saint-Aignan, France*

*\*Corresponding author; e-mail: theo.vincelas@univ-ubs.fr*

---

## RÉSUMÉ.

*La présente étude a pour but d'évaluer l'impact de la variabilité du matériau terre sur la rhéologie d'un mélange terre-eau en tant que liant dans un isolant terre-chanvre. Ce travail est réalisé dans le cadre du projet ECO-TERRA R&D en collaboration avec quatre laboratoires de recherches français, des producteurs de chanvre en circuit-court et des artisans spécialisés dans l'utilisation de la terre et du chanvre en construction. Ce document se concentre premièrement sur deux démarches d'observation de la variabilité : une méthode qualitative et visuelle par la réalisation d'une matrice de consistance, et une méthode quantitative par la réalisation d'essais géotechniques. Les résultats de ces essais permettent ensuite une compréhension de la mesure du seuil de cisaillement sur chantier, ainsi que sa comparaison avec une mesure de laboratoire.*

## ABSTRACT.

*This study aims to evaluate the impact of raw earth variability on the rheology of water-earth mix as a binder in earth-hemp insulation materials. This work is performed in the framework of the ECO-TERRA R&D project in collaboration with four French research laboratories, short circuit hemp producers and craftsmen specialized in hemp and earth constructions. This document focus on two approaches of variabilities observation: a qualitative and visual method by the realization of a consistency matrix, and a quantitative method by the realization of geotechnical tests. Then, results allow an understanding of the in-situ yield stress measure, and its comparison with laboratory measure.*

*MOTS-CLÉS : terre-allégée, terre crue, variabilités, consistance, rhéologie, VBS .*

*KEY WORDS : light-earth, raw earth, variabilities, consistency, rheology, MBV.*

---



## 1. Introduction

Des efforts importants sont menés depuis plusieurs années pour réduire la consommation d'énergie durant la vie d'un bâtiment mais au prix d'un surcout en énergie grise. En prenant en compte le cycle de vie entier d'un bâtiment, le choix d'un système d'isolation efficace et ayant une énergie grise faible est indispensable [THO 06]. De plus, l'impact environnemental peut être réduit grâce à l'utilisation de matériaux locaux, ainsi qu'au développement de circuits courts de distribution et à l'engagement d'artisans ayant un savoir-faire en lien avec les méthodes constructives traditionnelles [MOR 01 ; FLOI 09]. Ces méthodes sont peu énergivores et permettent d'utiliser des matériaux premiers. Dans ce contexte, les isolants contenant des matériaux bio-sourcés, tel que le chaux-chanvre, gagnent en intérêt et sont le sujet de nombreuses études scientifiques [CER 05 ; COL 15 ; HUN 12 ; TRO 12]. Cependant, la part de « non biosourcé » (chaux) dans l'impact environnemental du matériau n'est pas négligeable. La substitution de la chaux par la terre comme liant dans le béton de chanvre permet de diviser par 20 l'énergie grise des systèmes d'isolation [KEE 05] et par 5 l'impact carbone [BUS 09]. En effet, les constructions terre nécessitent peu de transport de matériaux car la terre vient du site de construction ou d'une filière locale. Aussi, utiliser la terre évite dans la plupart des cas les processus de transformation [KEE 05]. N'ayant pas de réaction chimique, le matériau est réversible et peut être réutilisé ensuite pour de nouvelles constructions. Néanmoins, la terre crue présente des variabilités en fonction de son lieu d'extraction : granulométrie, type d'argile et composition chimique, entre autres. Jusqu'à aujourd'hui, ce sont les artisans qui, grâce à leur savoir-faire, s'assurent de la compatibilité d'une terre avec un mode constructif. La présente étude ne vise pas à remplacer ce savoir-faire, mais à le compléter par des essais de laboratoire et de terrain. L'objectif est d'améliorer la compréhension du comportement de la terre-crue sous forme de barbotine (mélange de terre et d'eau) pour la construction en terre allégée. Ce document présente une étude de la variabilité de terres disponibles localement, ainsi que l'influence de cette variabilité sur le comportement rhéologique de barbotines. Une attention particulière est portée sur les liens entre les caractéristiques géotechniques des terres et les mesures de seuil de cisaillement sur chantier.

## 2. Matériaux et méthodes

### 2.1. Terres utilisées et caractérisations

La collecte d'échantillons de terre a été réalisée avec un objectif : observer une plage importante de variabilité des terres. Pour ce faire, différents lieux de collecte ont été choisis : dans des carrières, où il est possible de récupérer des terres brutes ou des boues de lavage ; chez des particuliers, où la terre a pu être utilisée pour la réalisation d'un élément de leur habitation ; auprès d'artisans, où leur expertise a favorisé le choix d'une terre à caractère « extrême ». Ainsi, 26 terres ont été récupérées dans 10 départements du grand ouest de la France. Parmi ces terres, 10 proviennent de carrières (8 terres brutes, 1 produit en sac et 1 boue de lavage) et les 16 autres ont été données par des particuliers ou des artisans.

Pour permettre l'observation simple et rapide de la variabilité de l'ensemble des terres collectées, une matrice de consistance reliant chaque terre à différents teneurs en eau a été réalisée. Le protocole choisi est le suivant : la terre est d'abord séchée à 50°C, puis réduite à l'état de poudre à l'aide d'un mortier. Puis, à l'aide d'un malaxeur à mortier de laboratoire, des mélanges à quatre teneurs en eau (15%, 30%, 45% et 60%) sont préparés. Pour finir, ces mélanges sont disposés au sol à l'aide d'un moule cylindrique. Cet essai permet de mettre en évidence deux caractéristiques : l'activité argileuse et la granulométrie.

Des essais de caractérisation plus précis ont été réalisés sur chaque terre. La granulométrie a été quantifiée par granulométrie laser selon la norme ISO 13320:2009 pour les fractions fines et par tamisage selon la norme NF P94-056 pour les fractions grossières. La valeur au bleu et l'activité des argiles ont été mesurées selon la norme NF P94-068. Le poids spécifique des grains a été étudié au pycnomètre à eau selon la NF P94-054. Enfin, les limites d'Atterberg ont été mesurées à l'aide d'un pénétromètre [FEN 01]. Les résultats de ces essais permettront de confronter une analyse de laboratoire à l'observation qualitative de la matrice des consistances.

### 2.2. Méthodes de caractérisation et de préparation des barbotines

La barbotine est un mélange de terre et d'eau fabriqué à l'état liquide. La mise en suspension des argiles permet de répartir le liant afin d'obtenir un ensemble liant-fibre homogène.

L'étude du comportement rhéologique vise particulièrement à traduire l'effet liant d'une barbotine par son seuil de cisaillement. Trois méthodes nous permettent de caractériser le comportement rhéologique des barbotines. Le test du gant, présenté en figure 1, est un essai qualitatif consistant à plonger la main dans le mélange puis à observer la tenue du mélange sur la main. L'essai de la plaque, aussi présenté en figure 1, représente une analogie

au test du gant. C'est un essai quantitatif de chantier qui évalue la contrainte créée par la masse de barbotine collée à une surface définie. Il est utilisé ici pour l'estimation du seuil de cisaillement pendant la fabrication. Le cylindre est trempé dans le mélange puis pesé, l'essai est répété 3 fois. Cet essai a été utilisé pour la caractérisation rhéologique de pâte cimentaire [LOM 85], il a été adapté à notre étude. Enfin, un essai quantitatif de laboratoire est réalisé au rhéomètre. Il est équipé d'une géométrie Vane à 6 pales ( $h = 6\text{cm}$ ,  $L = 3\text{cm}$ ). Une vitesse angulaire de  $0.5\text{s}^{-1}$  est imposée, et une mesure du couple toutes les 2 secondes est effectuée jusqu'à stabilisation du couple. Le seuil de cisaillement est calculé à partir de couple maximum mesuré, et la mesure est répétée 3 fois.

La barbotine est réalisée à l'aide d'un malaxeur à mortier. Dans un premier temps, une quantité importante de mélange est fabriqué avec une teneur en eau suffisante pour permettre un tamisage à 2mm. Le seuil de cisaillement de cette première barbotine est estimé. Puis de l'eau est ajoutée successivement pour atteindre un seuil de cisaillement voisin de 5 Pa. Une fois ce seuil atteint, la teneur en eau de la barbotine est mesurée.



Figure 1 : À gauche, test du gant. À droite, essai de la plaque

### 3. Résultats et discussion

#### 3.1. Matrice des consistances et caractérisation géotechnique

La figure 2 présente 12 des 26 terres étudiées et permet d'observer différents états de la matière selon différentes teneurs en eau. Quatre états se distinguent : Tas, empilement stable, boue et étalement avec lavage des argiles. L'analyse du résultat est uniquement visuelle et qualitative, mais permet de classer les terres en trois grandes familles : faible, moyenne et forte activité argileuse. Par exemple, lorsque l'état de lavage des argiles est atteint rapidement, la terre est classée dans la famille faible activité argileuse. À l'inverse, lorsque cet état de lavage des argiles se révèle tardif ou n'est pas atteint, la terre est considérée comme ayant une forte activité argileuse.

Pour les extrêmes, le classement visuel est vérifié par la caractérisation géotechnique. La terre 50-LIEU-SABLE est classée en activité argileuse faible : elle présente une VBS égale à  $0.7\text{g}/100\text{g}$  et un  $D_{50}$  de  $0.80\text{ mm}$ . La terre 50-LIEU-ROUGE est classée en activité argileuse forte : elle présente une VBS égale à  $5.0\text{g}/100\text{g}$  et un  $D_{50}$  de  $0.03\text{ mm}$ .

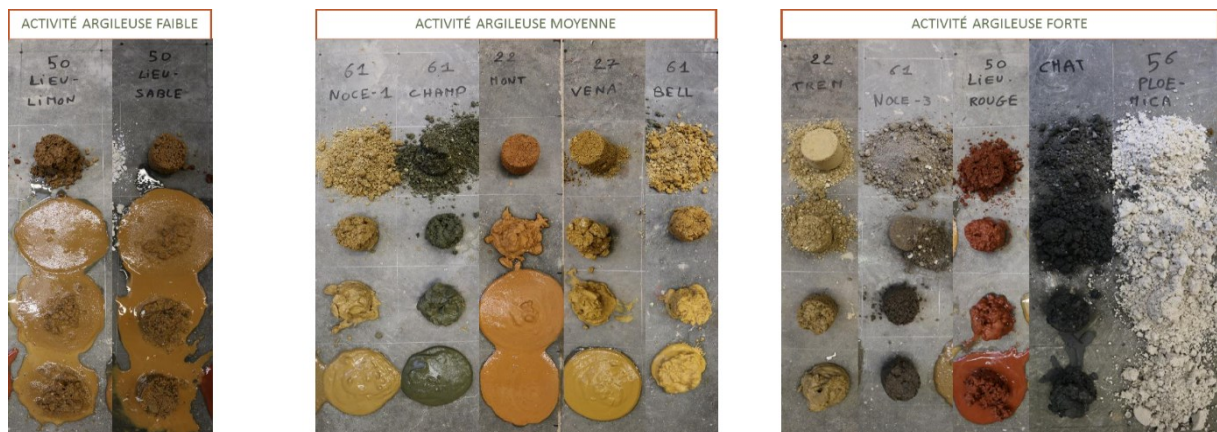
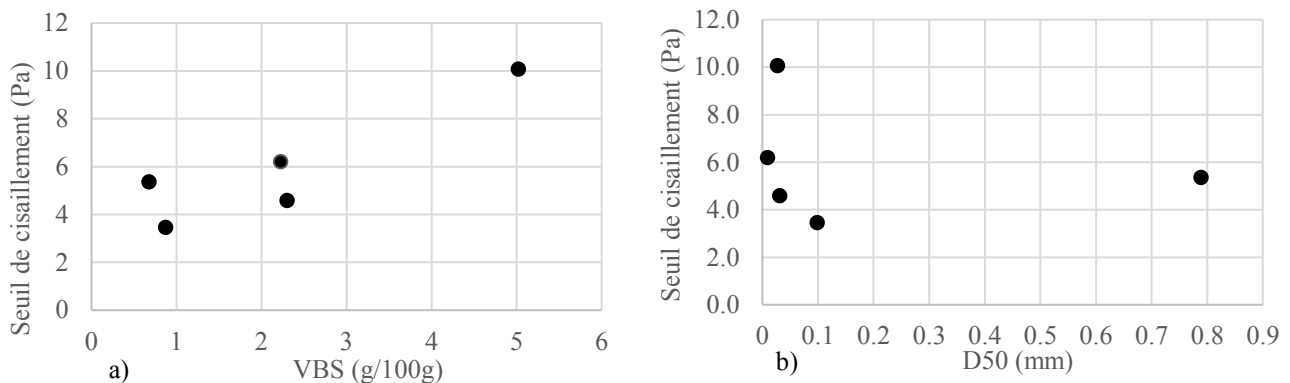


Figure 2 : Classement selon l'activité argileuse apparente de 12 terres issues de la matrice des consistances

#### 3.2. Essais rhéologiques et caractérisation géotechnique

Pour cette partie d'étude, nous avons choisi 5 terres. Parmi celles-ci, 3 sont classées visuellement à une activité argileuse forte, 1 à moyenne activité argileuse et 1 à faible activité argileuse. À partir de ces terres, 5 barbotines sont fabriquées à seuils de cisaillement du même ordre de grandeur. La figure 3a présente la corrélation entre seuil de cisaillement mesuré au rhéomètre et VBS. Plus la VBS est haute, plus le seuil de cisaillement est important,

mais l'évolution n'est pas strictement linéaire et semble dépendre d'autres paramètres. Selon la figure 3b, la granulométrie semble affecter le seuil de cisaillement à partir d'un certain seuil. Toutefois, l'analyse de ce résultat nécessiterait plus de points de mesure.



**Figure 3 :** a) Évolution du seuil de cisaillement des barbotines mesuré au rhéomètre en fonction de la valeur au bleu de méthylène des terres correspondantes ; b) Influence de la granulométrie sur la mesure de seuil de cisaillement.

Enfin, pour un seuil de cisaillement mesuré à l'essai de la plaque à 5 Pa, les résultats au rhéomètre varient entre 3.5 et 10Pa, soit une erreur variant de 10 à 100%. Des essais mécaniques sur les mélanges terre-chanvre permettront par la suite d'évaluer l'influence de cette erreur sur la performance du matériau.

#### 4. Conclusion

Les essais géotechniques ont principalement montré que l'ensemble des terres représente une plage de variabilité conséquente sur tous les plans. La matrice des consistances apporte des informations non-négligeable. Ainsi, elle permet de lier grossièrement la consistance, fonction de la teneur en eau, avec VBS et granulométrie. Quant à la mesure de chantier du seuil de cisaillement par essai de la plaque, la variabilité des terres semble affecter la mesure. Les influences de l'activité argileuse et de la granulométrie sont observables mais non quantifiable à ce stade de notre étude. Des précautions s'imposent puisque seulement 5 terres ont été analysées. D'une part, nous envisageons d'établir un essai robuste d'estimation du seuil de cisaillement et d'autre part, grâce aux résultats tirés de cette étude, observer la possibilité de lier le seuil de cisaillement d'une barbotine et la résistance mécanique d'échantillons de terre-chanvre.

#### 5. Bibliographie

- [CER 05] CERESO, V. Propriétés Mécaniques, Thermiques et Acoustiques D'un Matériau À Base de Particules Végétales : Approche Expérimentale et Modélisation Théorique, Thèse de doctorat, INSA Lyon, 2005
- [COL 15] COLINART, T, LELIEVRE D, AND GLOUANNEC P. Experimental and Numerical Analysis of the Transient Hygrothermal behavior of Multilayered Hemp Concrete Wall, *Energy and Buildings* 112 1–11, 2015
- [FEN 01] FENG T-W, A linear log d – log w model for the determination of consistency limits of soils, *Geotech. J.* 38: 1335–1342, Canada, 2001
- [FLOI 09] FLOISSAC L, MARCOM A, COLAS A-N, BUI Q-B, AND MOREL J-C, How to Assess the Sustainability of Building Construction Processes, *In Fifth Urban Research Symposium*, 2009
- [HUN 12] HUNG PHAM, T, FÉREC J, PICANDET V, TRONET P, COSTA J, AND PILVIN P. 'Étude expérimentale et numérique de la conductivité thermique d'un composite chaux–chanvre'. *Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie*, 2012
- [KEE 05] KEEFE, L, *Earth Building - Methods and Materials, Repair and Conservation*. Abingdon (UK): Taylor & Francis Group, 2005
- [LOM 85] LOMBARDI, G, The role of cohesion in cement grouting of rock, *Quinzième Congrès des Grands Barrages*, Lausanne, Suisse, 1985.
- [MOR 01] MOREL J-C, MESBAH A, OGGERO M, AND WALKER P, Building Houses with Local Materials: Means to Drastically Reduce the Environmental Impact of Construction, *Building and Environment* 36 (10), 2001
- [THO 06] THORMARK, C., The Effect of Material Choice on the Total Energy Need and Recycling Potential of a Building, *Building and Environment* 41 (8), 2006
- [TRO 12] TRONET P, LECOMPTE T, PICANDET V, BALEY C. Compression de blocs de chanvre : mesure du frottement, de la compressibilité et de la transmission des contraintes, *Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie*, 2012

---

# Caractérisation expérimentale des propriétés chimio-mécaniques de l'interphase pâte de ciment – granulat par MEB et nano-indentation

A. Gîrboveanu<sup>1, 3</sup>, M. Jebli<sup>1,2</sup>, F. Jamin<sup>1,2</sup>, V. Huon<sup>1</sup>, D. P. Georgescu<sup>3</sup>, M. S. El Youssoufi<sup>1, 2</sup>,

*1 LMGC, Univ. Montpellier, CNRS, Montpellier, France*

*2 MIST Lab., IRSN, CNRS, Univ. Montpellier, France*

*3 Laboratoire du Département de Constructions en Béton Armé – Université Technique de Constructions de Bucarest, Bucarest, Roumanie*

---

*RÉSUMÉ. Cet article présente une étude expérimentale des propriétés chimiques et mécaniques de l'interphase pâte de ciment / granulat. La zone d'interphase est la zone de la pâte de ciment qui se trouve à proximité immédiate du granulat sur une épaisseur d'environ 20 – 50 µm et qui possède des propriétés mécaniques et chimiques différentes de celles de la pâte de ciment pure. Des échantillons composites pâte de ciment / granulat calcaire ont été conçus et préparés afin de permettre l'étude des propriétés chimiques et mécaniques de l'interphase. La pâte de ciment est réalisée à base de ciment Portland avec un rapport E/C de 0,4. Les profils de concentration en Calcium réalisés autour la zone de l'interphase montrent une forte concentration en calcium due à la présence de la portlandite. Les essais de nano-indentation indiquent une zone de faiblesse au niveau de l'interphase.*

*ABSTRACT. This article presents an experimental study of the chemical and mechanical properties of the interphase cement paste / aggregate. The interphase zone is the zone of the cement paste which is in the immediate vicinity of the aggregate to a thickness of about 20 - 50 µm and which has different mechanical and chemical properties compared to the pure cement paste. Cement paste / limestone aggregate composite samples were fabricated to allow the study of the chemical and mechanical properties of the interphase. The cement paste is made of Portland cement with an W / C ratio of 0.4. Calcium concentration profiles around the interphase area show a high concentration of calcium due to the presence of portlandite. The nano-indentation tests indicate a zone of weakness at the interphase level.*

*MOTS-CLÉS : INTERPHASE PATE DE CIMENT / GRANULAT (ITZ), MEB, CALCIUM, PORTLANDITE, NANO-INDENTATION.*

*KEY WORDS: INTERNAL TRANSITION ZONE, LEACHING, SEM, CALCIUM, PORTLANDITE, NANOINDENTATION.*

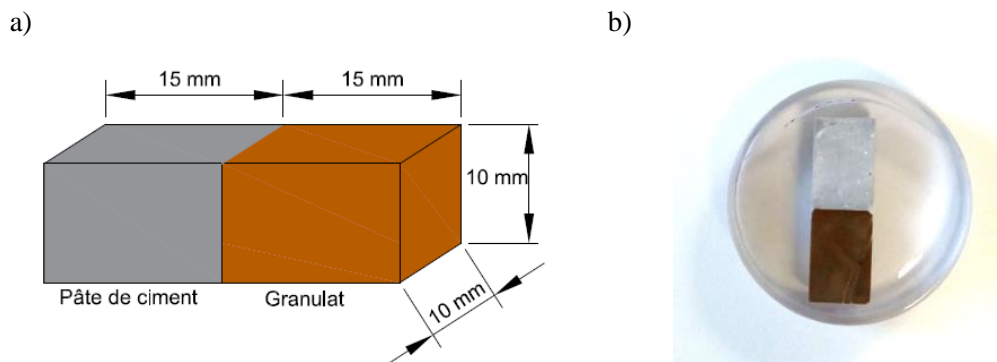
---

## 1. Introduction

Le béton à l'état final présente une structure triphasique : granulats, pâte de ciment durcie, interphase. La pâte de ciment durcie est formée par les produits d'hydratation : la matrice de silicates de calcium hydratés (C-S-H) et des cristaux de portlandite (CH) et d'ettringite. La portlandite, sous forme de cristaux hexagonaux, est une espèce chimique fortement soluble qui se trouve en quantité plus importante au niveau de l'interphase. L'interphase est une zone de pâte de ciment se trouvant à proximité immédiate du granulat dont l'épaisseur varie entre 20 et 50  $\mu\text{m}$ . Plusieurs phénomènes, dont notamment l'effet de paroi et le ressuage, favorisent la formation de cette zone de plus forte porosité [LEE 06]. Par conséquent, l'interphase est caractérisée par des propriétés mécaniques plus faibles que celles de la pâte de ciment pure [JEB 16], [XU 17]. La nature du granulat influe également sur la structure chimique de cette interphase. Les granulats calcaires, dits réactifs, permettent une meilleure adhérence que les granulats siliceux [KAM 14]. L'objectif de cette étude est de caractériser d'un point de vue chimique et mécanique les gradients qui se développent au niveau de l'interphase pâte de ciment - granulat, dans le contexte d'une étude plus large sur la dégradation chimique de l'interphase.

## 2. Protocole expérimental

Dans cette partie, nous allons présenter le protocole expérimental de réalisation des échantillons et de leurs conditionnements, ainsi que les méthodes employées pour la caractérisation chimique et mécanique de l'interphase. Les échantillons de forme parallélépipédique sont constitués d'une pâte de ciment pure et d'un granulat calcaire formant ainsi un composite d'un volume total de  $10 \times 10 \times 30 \text{ mm}^3$  (fig. 1a). La pâte de ciment a été préparée avec un ciment CEM I 52,5 avec un rapport Eau/Ciment de 0,4. Les granulats calcaires sont originaires de la carrière de Villeneuve Lès Maguelone. Après la fabrication, les échantillons ont été conservés dans de l'eau saturée en chaux pendant 90 jours afin d'éviter une dégradation précoce. Afin de permettre les observations au Microscopie Électronique à Balayage (MEB) et la nano-indentation, les échantillons ont été enrésinés et polis afin d'assurer une surface suffisamment lisse (fig. 1b).



**Figure 1.** Configuration géométrique de l'échantillon (a) et la capsule qui a servi à la réalisation de la section polie (b)

## 3. Résultats expérimentaux

### 3.1. Microscopie Électronique à Balayage

Le MEB permet des analyses chimiques par la technique EDS (Energy Dispersive X-ray spectrometry). En analysant plusieurs points sur une même ligne prédéfinie, il est possible d'obtenir le profil longitudinal de concentration de plusieurs éléments chimiques, notamment le calcium (Ca) et le silicium (Si). Les silicates de calcium hydratés (C-S-H) sont caractérisés par des rapports massiques Ca/Si compris entre 2 et 3 et des rapports Ca/Si > 3 sont associés à des zones riches en portlandite (CH) [NGU 13].

Les profils du rapport massique Ca/Si réalisés en direction perpendiculaire à l'interphase (fig. 2) montrent des zones de forte concentration en calcium dans les 15-20  $\mu\text{m}$  suivant le granulat. Le rapport Ca/Si au niveau de l'interphase varie entre 15 dans la proximité du granulat et 2-3 au cœur de la pâte de ciment.

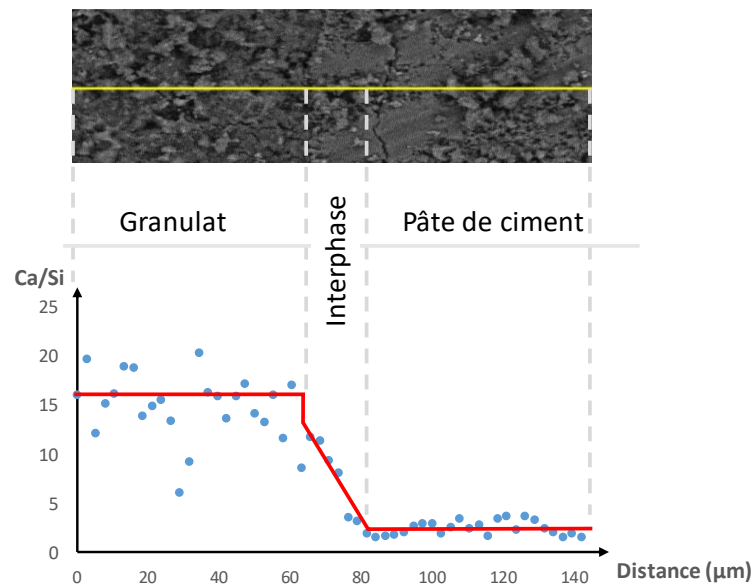


Figure 2. Gradient du rapport Ca/Si au niveau de l'interphase

### 3.2. Nano-indentation

La nano-indentation est une technique employée pour caractériser les propriétés mécaniques du matériau à une échelle très réduite et qui est dérivée des techniques de mesure de la dureté. Une mesure d'indentation suppose la pénétration du matériau par une aiguille sur une profondeur inférieure au micromètre permettant l'analyse de la réponse mécanique du matériau. Selon les dimensions de l'empreinte de l'aiguille utilisée, il est possible d'en déduire la dureté locale. La pente de la courbe force / profondeur en début de la portion de décharge permet de mesurer le module d'indentation en supposant qu'en début de décharge la réponse du matériau est élastique (fig. 3). La réalisation des grilles de points d'indentation suffisamment étendues donne accès aux propriétés mécaniques du matériau par l'intermédiaire d'indicateurs statistiques.

Dans cette étude, la nano-indentation a été utilisée pour quantifier le gradient de dureté et de rigidité au niveau de l'interphase. Dans cet objectif, des grilles d'indentation ont été réalisées au niveau de l'interphase avec un minimum de 5 points d'indentation pour une distance donnée par rapport à la surface de contact pâte de ciment / granulat. Le gradient de propriétés mécaniques a été réalisé en moyennant toutes les valeurs de la dureté et du module d'indentation pour des points situés à la même distance par rapport à la surface de contact pâte de ciment / granulat.

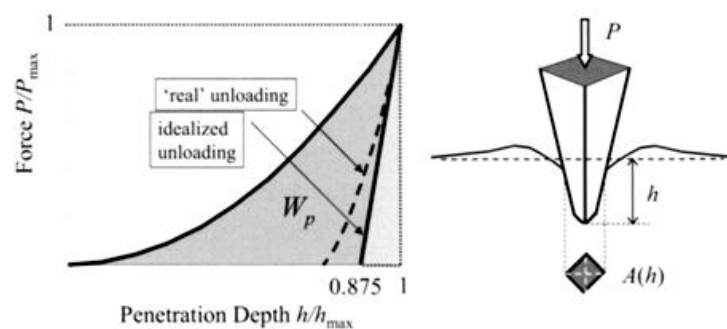


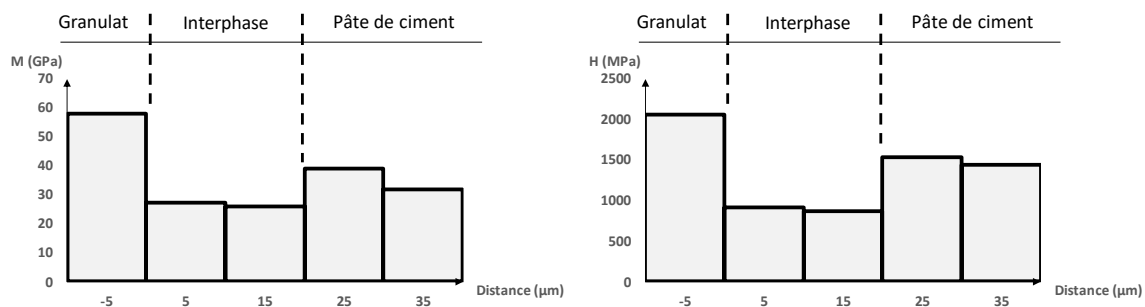
Figure 3. Principe de l'essai de nano-indentation. Mesure du module d'indentation (gauche) et de la dureté (droite) [CON 07]

La figure 4 montre les résultats moyennés sur les 10  $\mu\text{m}$  du module d'indentation et de dureté. On remarque la présence de trois zones :

- Une zone très rigide et dure représente le granulat.
- Une deuxième zone, moins rigide, où une baisse des propriétés mécaniques sur une distance de 20  $\mu\text{m}$  est observée. Cette zone représente la zone d'interphase.

- Une troisième zone dans laquelle on note une remontée des valeurs du module d'indentation et de la dureté. Cette zone correspond à la pâte de ciment.

Les résultats de la nano-indentation montrent que la zone de 20  $\mu\text{m}$  dans le voisinage du granulat est associée à l'interphase. Le rapport entre le module d'indentation moyen de l'interphase et celui de la pâte de ciment vaut 0,75 tandis que le rapport entre la dureté moyenne de l'interphase et celle de la pâte de ciment vaut 0,6.



**Figure 4.** Gradient du module d'indentation et de la dureté au niveau de l'interphase

#### 4. Discussion

Les résultats des observations chimiques (MEB) et de la nano-indentation indiquent une zone avec une épaisseur d'environ 20  $\mu\text{m}$  avec des propriétés différentes de celles de la pâte de ciment. Du point de vue chimique, cette zone est caractérisée par un rapport Ca/Si élevé, ce qui suggère une forte teneur en portlandite. Malgré le fait que les cristaux de portlandite sont plus durs que les particules de C-S-H, ils participent peu au développement des propriétés mécaniques de la pâte de ciment. Les résultats des essais de nano-indentation indiquent pour l'interphase des moins bonnes propriétés mécaniques par rapport au cœur de la pâte de ciment sur la même épaisseur que l'analyse chimique EDS – 20  $\mu\text{m}$ .

En conclusion, les analyses chimiques au MEB et la nano-indentation ont révélé une zone d'environ 20  $\mu\text{m}$  d'épaisseur caractérisée par une forte concentration en portlandite, une porosité élevée et des propriétés mécaniques inférieures par rapport au cœur de la pâte de ciment. Cette zone peut constituer une phase privilégiée pour la dégradation chimique et sa propagation.

**Remerciements :** Les auteurs remercient le Laboratoire Charles Coulomb, et notamment Messieurs Laurent Bonnet et Pascal Etienne, pour l'aide apportée à la réalisation des essais de nano-indentation.

#### 5. Bibliographie

[CON 07] CONSTANTINIDES G., ULM F.-J., VAN VLIET K., « On the use of nanoindentation for cementitious materials », *Materials and structures*, vol. 36, n° 3, 2003, p. 191-196.

[JEB 16] JEBLI M., Caractérisation à l'échelle locale des propriétés mécaniques de l'interphase pâte de ciment-granulat et application à la lixiviation, Thèse de doctorat, Université de Montpellier, 2016.

[KAM 14] KAMALI-BERNARD S., KEINDE D., BERNARD F., « Effect of aggregate type on the concrete matrix/aggregates interface and its influence on the overall mechanical behavior. A numerical study », *Key Engineering Materials*, vol. 617, 2014, p. 14-17.

[LEE 06] LEEMAN A., MÜNCH B., GASSER P., HOLZER L., « Influence of compaction on the interfacial transition zone and the permeability of concrete », *Cement and Concrete Research*, vol. 36, n° 8, 2006, p. 1425-1433.

[NGU 13] NGUYEN T. D., Etude de la zone d'interphase « granulats calcaires poreux-pâte de ciment » : influence des propriétés physico-mécaniques des granulats ; conséquence sur les propriétés mécaniques du mortier, Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, 2013.

[XU 17] XU J., BINBIN W., ZUO J., « Modification effects of nanosilica on the interfacial transition zone in concrete: A multiscale approach », *Cement and Concrete Composites*, vol. 81, 2017, p. 1-10.



---

# Comparaison entre des mortiers géopolymères et un mortier normalisé de même classe de résistance

Abdelaziz HASNAOUI<sup>1</sup>, Elhem GHORBEL<sup>2</sup>, George WARDEH<sup>3</sup>

Université de Cergy-Pontoise, L2MGC, 5 Mail Gay Lussac-Neuville sur Oise-95031 Cergy Pontoise Cedex.

<sup>1</sup> abdelaziz.hasnaoui@u-cergy.fr

<sup>2</sup> elhem.ghorbel@u-cergy.fr

<sup>3</sup> george.wardeh@u-cergy.fr

---

*RÉSUMÉ. Ce travail a pour but de comparer, pour une même classe de résistance mécanique (entre 47 et 52 MPa), des mortiers géopolymères à base de laitier de haut fourneau et de métakaolin avec un mortier Portland. A l'issue d'une étude préliminaire, un mortier normalisé de référence, formulé avec un ciment Portland (CEM II 42,5), ainsi que trois mortiers géopolymères ont été développés et caractérisés aux états frais et durci. La rhéologie, le temps de prise, les résistances mécaniques et le module d'élasticité dynamique ont été évalués pour chaque matériau conformément aux normes des mortiers cimentaires. Les résultats obtenus montrent qu'en termes de résistances mécaniques, les mortiers géopolymères à base d'un rapport laitier/métakaolin de 50/50 sont comparables au mortier de référence. Par ailleurs, leur temps de prise est deux fois plus rapide par rapport au mortier Portland alors que leur rigidité est 40% moins importante.*

*ABSTRACT. This work aims to compare, for the same strength class (between 47 and 52 MPa) geopolymer mortars based on blast furnace slag and metakaolin with a Portland one. Following a preliminary study, a standardized mortar, formulated with Portland cement (CEM II 42.5), and three geopolymer mortars were developed and characterized in fresh and hardened states. Rheology, setting time, mechanical strengths and dynamic modulus of elasticity were evaluated using cementitious mortar standards. The obtained results show that, in terms of mechanical strengths, geopolymer mortars based on 50/50 slag/metakaolin are comparable to the reference one. However, their setting time is twice faster compared to the Portland mortar while their stiffness is 40% lower.*

*MOTS-CLÉS: mortier géopolymère, impact environnemental, résistance mécanique, module d'élasticité dynamique.*

*KEY WORDS: geopolymer mortar, environmental impact, mechanical strength, dynamic modulus of elasticity.*

---

## 1. Introduction

Face au nombre croissant de défis environnementaux, et afin de réduire les émissions des gaz à effet de serre de l'industrie de ciment Portland, les géopolymères ont été proposés pour remplacer les ciments Portland conventionnels pour des applications particulières [DAV 13]. Un mortier géopolymère est un mélange de sable et de liant géopolymère, ce dernier est synthétisé par l'activation alcaline de matières premières aluminosilicates tels que les cendres volantes, le laitier de haut fourneau (L) et le métakaolin (M). Généralement, les matériaux à base de ciment géopolymères sont caractérisés par leur haute résistance aux températures élevées [KON 10] et aux attaques chimiques [BAK 05]. De plus, ils montrent des résistances mécaniques comparables, voire meilleures, que celles des mortiers Portland [MOB 17]. Malgré les nombreux travaux qui ont été effectués dans le cadre d'optimisation des formulations de mortiers géopolymères, la comparaison avec les mortiers Portland se concentre souvent sur la différence en résistances mécaniques en ignorant les autres propriétés telles que la rhéologie, la prise et la rigidité. Par ailleurs, l'utilisation d'un mélange de géopolymères à base de laitier-métakaolin semble prometteuse puisqu'on peut s'affranchir d'une prise rapide et d'une demande en eau élevée [BER 15].

L'objectif de cette étude est de comparer, pour une même classe de résistance à la compression, les performances rhéologiques et mécaniques de trois mortiers géopolymères à base de laitier et métakaolin et d'un mortier Portland normalisé.

## 2. Matériaux et méthodes

Un ciment Portland CEM II 42,5 a été utilisé pour la formulation d'un mortier normalisé selon la norme NF EN 196-1. Deux matériaux aluminosilicates ont été employés dans la formulation de mortiers géopolymères : laitier de haut fourneau (L) et métakaolin (M). La composition chimique de chaque matériau ainsi que ses propriétés physiques sont illustrés dans le tableau 1.

**Tableau 1.** Composition chimique et propriétés physiques du ciment Portland, du laitier de haut fourneau (L) et du métakaolin (M).

Composition chimique (%)	CEM II	L	M
SiO <sub>2</sub>	18,7	35,9	55
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,9	11,2	39
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,7	0,3	1,8
TiO <sub>2</sub>	-	0,7	1,5
CaO	62,0	42,3	0,6
MgO	-	8,0	-
(Na <sub>2</sub> O+K <sub>2</sub> O)eq	0,6	0,7	1,0
<b>Densité (g /cm<sup>3</sup>)</b>	3,09	2,91	2,2
<b>Surface spécifique (m<sup>2</sup>/g)</b>	0,37	0,45	19

Dans le cadre de ce travail, trois mortiers géopolymères ont été formulés à base d'un mélange L/M de 50/50, un rapport Liquide/Solide de 0,5 et 3 rapports molaires SiO<sub>2</sub>/Na<sub>2</sub>O de la solution alcaline d'activation de 1,2 ; 1,4 et 1,6. La solution alcaline d'activation (SAA) est composée d'une solution de silicate de sodium et de NaOH solide. La composition des différentes formulations de géopolymères (tableau 2) est obtenue en remplaçant le ciment Portland du mortier normalisé par les matières solides (L+ M+ extraits solides contenus dans le SAA). Pour chaque mortier, la rhéologie (seuil de cisaillement et viscosité plastique), la prise, les résistances mécaniques et le module d'élasticité dynamique ont été évalués.

**Tableau 2.** Formulations du mortier normalisé et des mortiers géopolymères de même classe de résistance (entre 47 et 52 MPa).

Mortiers	RM	Formulation (g)							
		Ciment	L	M	Sable	SS	NaOH	Eau	Liquide/Solide
MP	-	450	-	-	1350	-	-	225	0,5
MG1	1,2	-	168,8	168,8	1350	224,2	26,6	86,7	0,5
MG2	1,4	-	168,8	168,8	1350	241,1	19,0	74,4	0,5
MG3	1,6	-	168,8	168,8	1350	261,6	12,3	63,6	0,5

## 3. Résultats et discussion

### 3.1. Propriétés à l'état frais

Tous les mortiers ont montré un comportement rhéologique de type Binghamien. Les valeurs calculées de la viscosité plastique et du seuil de cisaillement des différentes formulations sont reportées dans la figure 1. Les différences observées entre les paramètres rhéologiques des 3 mortiers géopolymères ne sont pas significatives. Toutefois il semble que les ciments géopolymères seraient responsables d'une ouvrabilité légèrement moins aisée que les ciments Portland.

Le temps du début et de la fin de prise des différents mortiers est représenté sur la figure 2. De toute évidence, nous pouvons constater que les mortiers géopolymères possèdent un temps de prise, à peu près, deux fois plus rapide que celui du mortier Portland. De plus, l'intervalle entre le début et la fin de prise est plus large pour MP par rapport à celui du MG1, MG2 et MG3. Autrement dit, le temps de durcissement du ciment Portland est plus long que celui du ciment géopolymère. Cette différence de temps entre les deux types de mortiers trouve son

origine dans la différence des mécanismes de prise dans les deux systèmes. Les ciments Portland font prise par le phénomène d'hydratation tandis que le processus chimique à l'origine de la prise et le durcissement dans les géopolymères est la polycondensation des espèces aluminosilicates. Par ailleurs, l'augmentation du rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  de la solution alcaline accélère légèrement la prise. Le temps de début de prise enregistré pour MG1 (RM=1,2), MG2 (RM=1,4) et MG3 (RM=1,6) était 110, 95 et 90 minutes respectivement.

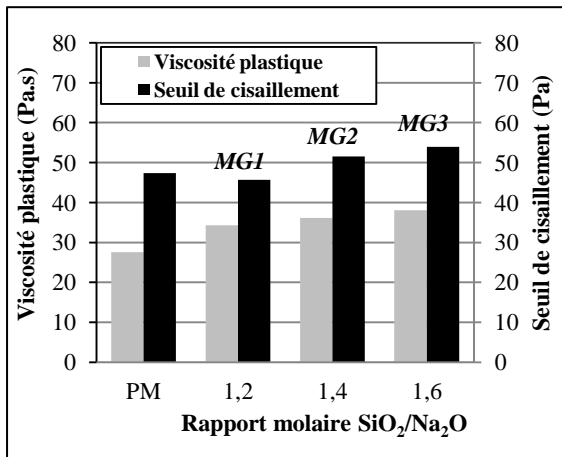


Figure 1. Propriétés rhéologiques du mortier normalisé et des mortiers géopolymères.

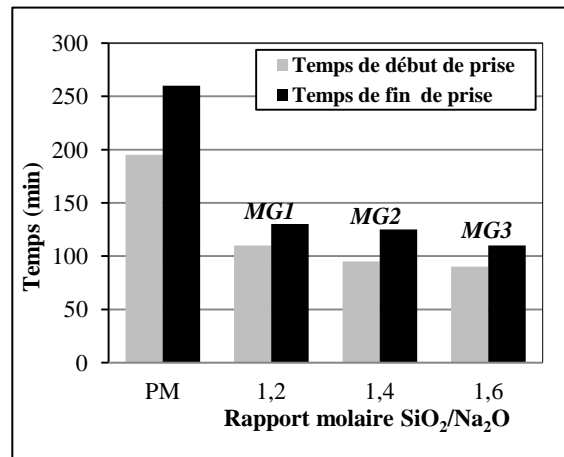


Figure 2. Temps du début et de fin de la prise du mortier normalisé et des mortiers géopolymères.

### 3.2. Propriétés à l'état durci

Les résistances à la compression et à la flexion des mortiers à 28 jours sont respectivement illustrées dans les figures 3 et 4.

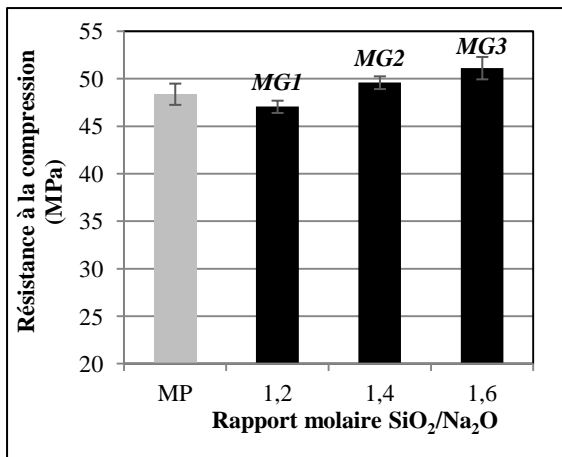


Figure 3. Résistance à la compression du mortier normalisé et des mortiers géopolymères à 28 jours.

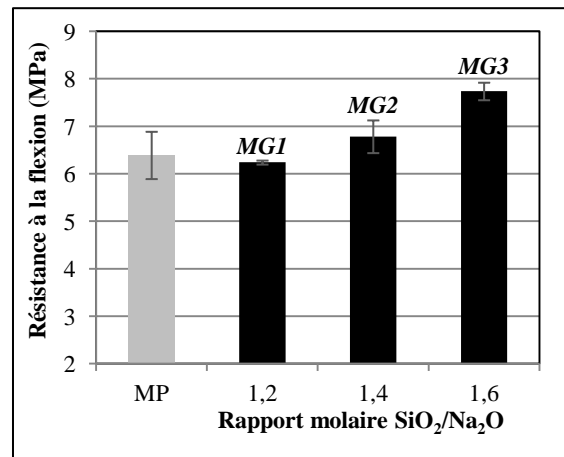
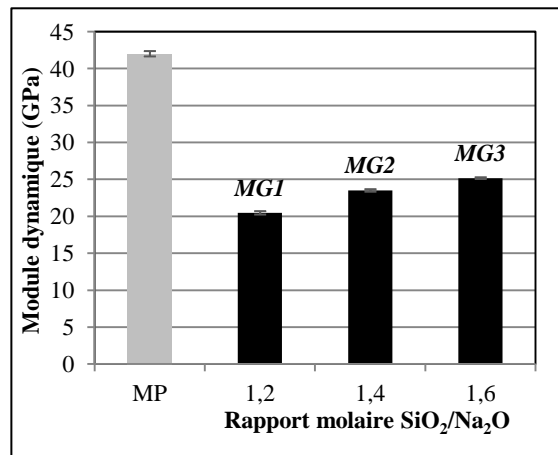


Figure 4. Résistance à la flexion du mortier normalisé et des mortiers géopolymère à 28 jours.

Nous remarquons que les mortiers géopolymères et le mortier normalisé possèdent des résistances à la compression qui varient entre 47 et 51 MPa, ce qui permet de considérer qu'ils appartiennent à la même classe de résistance. L'augmentation de résistance à la compression des mortiers géopolymères, bien que faible mais décelable, est due à l'augmentation du rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ . La même tendance est observée pour les résistances à la flexion (Figure 4).

La figure 5 représente le module d'élasticité des différents mortiers à 28 jours. Contrairement aux résistances mécaniques, la différence observée entre les rigidités des mortiers géopolymères et les mortiers normalisés est significative. En effet, un module d'Young de 42 GPa a été enregistré pour le mortier normalisé tandis que les valeurs pour MG1, MG2 et MG3 étaient 20, 23 et 25 GPa respectivement. Le même résultat a

été remarqué pour des mortiers géopolymères à base de cendres volantes [MOB 17], ce qui confirme la faible rigidité des géopolymères qu'elles que soit les matières premières utilisées.



**Figure 5.** Module d'élasticité dynamique du mortier normalisé et des mortiers géopolymères à 28 jours.

#### 4. Conclusions

Sur la base des résultats obtenus dans le cadre de ce travail, on peut conclure que:

- La formulation d'un mortier géopolymère à base d'un mélange L/M de 50/50, un rapport Liquide/Solide de 0,5 et un rapport molaire SiO<sub>2</sub>/Na<sub>2</sub>O entre 1,2 et 1,8, conduit à une classe de résistance comparable à celle d'un mortier normalisé (entre 47 et 52 MPa).
- Les mortiers géopolymères à base de laitier et métakaolin possèdent une prise deux fois plus rapide que celle du mortier normalisé de même volume de pâte.
- En termes de rhéologie et de résistances mécaniques, les mortiers géopolymères peuvent être un bon alternatif écologique au mortier Portland.
- Pour une même classe de résistance à la compression, les mortiers géopolymères possèdent une rigidité inférieure de 40% à celle du mortier de référence.

#### 5. Bibliographie

- [BAK 05] BAKHEREV T., « Resistance of geopolymer materials to acid attack », *Cement and concrete research*, vol. 35, n° 4, 2005, p. 658-670.
- [BER 15] BERNAL S.A., « Effect of the activator dose on the compressive strength and accelerated carbonation resistance of alkali silicate-activated slag/metakaolin blended materials », *Construction and building materials*, vol. 98, n° 3, 2015, p. 217-226.
- [DAV 13] Davidovits J., « Geopolymer cement », *Geopolymer institute*, vol. 21, 2013, p. 1-11.
- [KON 10] KONG D.L.Y., « Effect of elevated temperatures on geopolymer paste, mortar and concrete », *Cement and concrete research*, vol. 40, n° 2, 2010, p. 334-339.
- [MOB 17] MOBILI A., « Calcium sulfoaluminate, geopolymeric, and cementitious mortars for structural applications », *Enviroments*, vol. 4, n° 3, 2017, p. 64.

---

# Comportement thermomécanique des agrégats d'enrobés compactés non saturés

Gaillard Laura<sup>1</sup>, Chazallon Cyrille<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Génie Civil et Energétique (GCE), Laboratoire des sciences de l'ingénieur, de l'informatique et de l'imagerie (ICube, UMR 7357, CNRS, INSA de Strasbourg, Université de Strasbourg), INSA de Strasbourg, 24 Boulevard de la Victoire Strasbourg Cedex, France, laura.gaillard@insa-strasbourg.fr

<sup>2</sup> Génie Civil et Energétique (GCE), Laboratoire des sciences de l'ingénieur, de l'informatique et de l'imagerie (ICube, UMR 7357, CNRS, INSA de Strasbourg, Université de Strasbourg), INSA de Strasbourg, 24 Boulevard de la Victoire Strasbourg Cedex, France, cyrille.chazallon@insa-strasbourg.fr

---

*RÉSUMÉ.* Les agrégats d'enrobés proviennent de la démolition des couches bitumineuses des chaussées routières et sont recyclés soit dans des enrobés chauds, soit dans des enrobés tièdes. Le projet ORRAP (Optimal Recycling of Reclaimed Asphalts in low traffic Pavements) s'intéresse au recyclage à froid des agrégats d'enrobés dans les couches d'assise des chaussées à faible trafic. Etablir les conditions requises pour leur réemploi dans les chaussées à faible trafic est l'un des principaux objectifs de ce projet, sachant que ces chaussées représentent 70% du réseau national français. D'un point de vue expérimental, l'effet de la température sur le comportement mécanique est un élément clé. En effet, l'enrobage de l'agrégat rend le matériau sensible à la température. Dans un premier temps, les conditions d'échantillonnage sont étudiées. Puis, ces matériaux granulaires cohésifs sont soumis à des essais de rupture, des essais triaxiaux à chargements répétés et à différentes températures (entre 20 et 50 degrés). Les comportements réversible et irréversible des échantillons seront observés.

*ABSTRACT.* The asphalt aggregates arise from the demolition of asphalt road layers and are recycled with either hot mix asphalt or warm mix asphalt. The ORRAP project (Optimal Recycling of Reclaimed Asphalts in low traffic Pavements) analyses the cold recycling of asphalt aggregates in low traffic road layers without binder addition. The required conditions for their reuse in low traffic roads is one of the main objectives of this project, considering that they represent 70% of national road network in France. From an experimental point of view, the effect of the temperature on the mechanical behaviour is key element. Indeed, the aggregate, which is covered with bitumen, is susceptible to the temperature. First, the sampling conditions will be studied. Then, the laboratory study concerns these cohesive granular materials which are then subjected to monotonic triaxial tests, repeated load triaxial tests and different temperatures (between 20 and 50 degrees Celsius). The reversible and irreversible behaviours of the samples will be studied.

*MOTS-CLÉS :* comportement thermomécanique, recyclage à froid, échantillonnage, essai de rupture, essai triaxial à chargements répétés

*KEY WORDS:* thermo-mechanical behaviour, cold recycling, sampling, monotonic triaxial test, repeated load triaxial test

---

## 1. Introduction

Les agrégats d'enrobés, issus de la démolition des couches bitumineuses des chaussées, sont principalement valorisés dans des enrobés à chaud. Le projet européen ORRAP ambitionne de développer une stratégie de recyclage à froid des agrégats d'enrobés sans addition de liant, dans les couches d'assise des chaussées à faible trafic. Celles-ci représentent environ 70% du réseau national. Les objectifs sont d'augmenter le recyclage des agrégats d'enrobés afin d'économiser les ressources non renouvelables et également de réduire l'impact environnemental. En effet, le taux de HAP des agrégats d'enrobés régit leurs conditions de recyclage, exposées dans le tableau 1.

Taux T de HAP [mg/kg]	$0 < T < 50$	$0 < T < 500$	$500 < T < 1000$	$T > 1000$
Procédure	Recyclage à chaud	Recyclage à froid	Stockage classe 2	Stockage classe 1

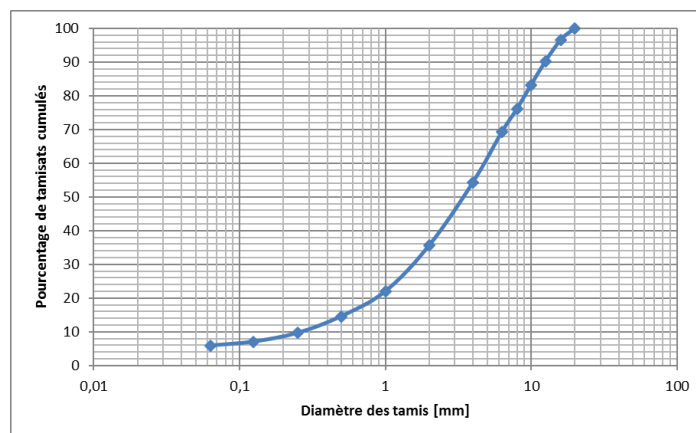
**Tableau 1.** Procédure de recyclage des agrégats d'enrobés en fonction du taux de HAP

En Suède, le recyclage à froid sans addition de liant est déjà développé. Dans un premier temps, les couches d'assise sont réalisées en agrégats d'enrobés. Puis la chaussée est ouverte à la circulation pendant 6 mois afin de permettre un post-compactage des agrégats d'enrobés. Dans un second temps, la couche de roulement est mise en œuvre rectifiant les défauts. Afin d'établir les conditions de réemploi des agrégats d'enrobés, une campagne d'essais est en cours pour décrire leur comportement mécanique. Ce matériau étant sensible à la température, en raison de l'enrobage des agrégats, les essais sont réalisés à différentes températures.

## 2. Matériau étudié et échantillonnage

### 2.1. Caractéristiques du matériau

Les agrégats d'enrobés testés proviennent majoritairement de couches de roulement et présentent un taux de HAP de 300 mg/kg. La courbe granulométrique est exposée sur la figure 1.



**Figure 1.** Courbe granulométriques des agrégats d'enrobés

### 2.2. Echantillonnage

Afin de garantir une homogénéité, notamment granulométrique, une procédure d'échantillonnage a été établie. Le matériau est prélevé à différents endroits de la pile de stockage puis est réparti sous forme pyramidale en couches longitudinales successives. Enfin, la quantité d'agrégats d'enrobés nécessaire pour un essai est prélevée par tranches transversales.



**Figure 2.** Stockage des agrégats d'enrobés

### 3. Essais en laboratoire

La campagne d'essais en laboratoire est en cours de réalisation.

#### 3.1. Fabrication des échantillons

Les agrégats sont séchés en étuve pendant 48 à 72 heures à 45°C, afin d'éviter une cohésion trop élevée et une émanation trop importante des HAP. Une quantité d'eau est incorporée au matériau sec dans le malaxeur, celui-ci est chauffant pour réaliser le malaxage à la température d'essai souhaitée. La teneur en eau visée est celle obtenue à l'optimum Proctor modifié moins 2%, soit 2,86%. Le mélange est compacté au marteau vibrant en sept couches dans un moule en aluminium. Pour réaliser le compactage à la température désirée, le moule est préalablement placé en étuve puis enroulé d'un isolant afin d'éviter les pertes de chaleur. L'échantillon obtenu a un diamètre de 150 mm et une hauteur de 300 mm. Le compactage est exécuté de façon à obtenir une masse volumique sèche égale à 1,96 Mg/m<sup>3</sup>. L'échantillon d'agrégats d'enrobés est ensuite recouvert d'une membrane en néoprène pour garantir son étanchéité lors de l'essai.

#### 3.2. Equipement

Pour réaliser les essais à différentes températures, nous disposons d'une cellule triaxiale thermo-réglée avec trois rubans chauffants. La température de l'eau est réglée par une sonde de température puis nous disposons de deux sondes de température aux extrémités de l'échantillon. Les déformations sont mesurées par deux capteurs axiaux et un capteur radial positionnés directement sur l'échantillon.

#### 3.3. Essais de rupture

Les essais de rupture sont menés à température ambiante (environ 20°C) et à 50°C avec des pressions de confinement de 0 kPa à 70 kPa. L'objectif est d'étudier l'influence de la température sur la résistance à la rupture des agrégats d'enrobés.

#### 3.4. Essais triaxiaux à chargements répétés (TCR)

Le but est notamment d'étudier les comportements à court et long termes des agrégats d'enrobés en fonction de la température. Le test TCR est réalisé à 20°C, 35°C et 50°C. Durant cet essai, l'échantillon est soumis aux sollicitations suivantes, simulant les chargements routiers :

- une pression de confinement constante  $\sigma_3$ ,
- une sollicitation axiale cyclique  $q$ , appelée contrainte déviatorique.

Nous appelons  $p$  la contrainte moyenne [1].

$$p = (2 \sigma_1 + \sigma_3) / 3 \quad [1]$$

##### 3.4.1. Comportement à court terme

Afin d'observer les déformations réversibles, le test se compose de deux phases. Durant la première, le conditionnement, l'échantillon est soumis pendant 20 000 cycles à un chargement élevé permettant la stabilisation des déformations permanentes. La seconde phase consiste à tester différents chemins de contraintes pendant 100 cycles afin d'observer le comportement résilient du matériau. La figure 3 présente les différents chemins de contraintes avec des pressions de confinement de 20 à 150 kPa.

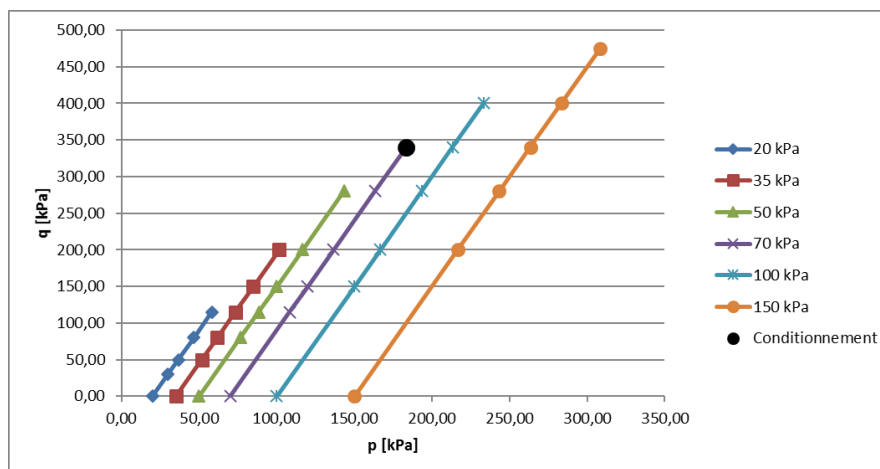


Figure 3. Chemins de contraintes pour l'essai résilient



### 3.4.2. Comportement à long terme

L'évolution des déformations permanentes peut être observée au cours de 80 000 cycles minimum avec le chargement correspondant au conditionnement présenté en 3.4.1. De plus, afin de limiter le nombre d'essais, le chargement par paliers permet également d'étudier les déformations permanentes. Les différents chemins de contraintes sont appliqués successivement à la même éprouvette durant 10 000 cycles, de la séquence 1 avec une pression de confinement de 20 kPa à la séquence 4 avec 150 kPa. Sur la figure 4, les chemins de contraintes sont exposés.

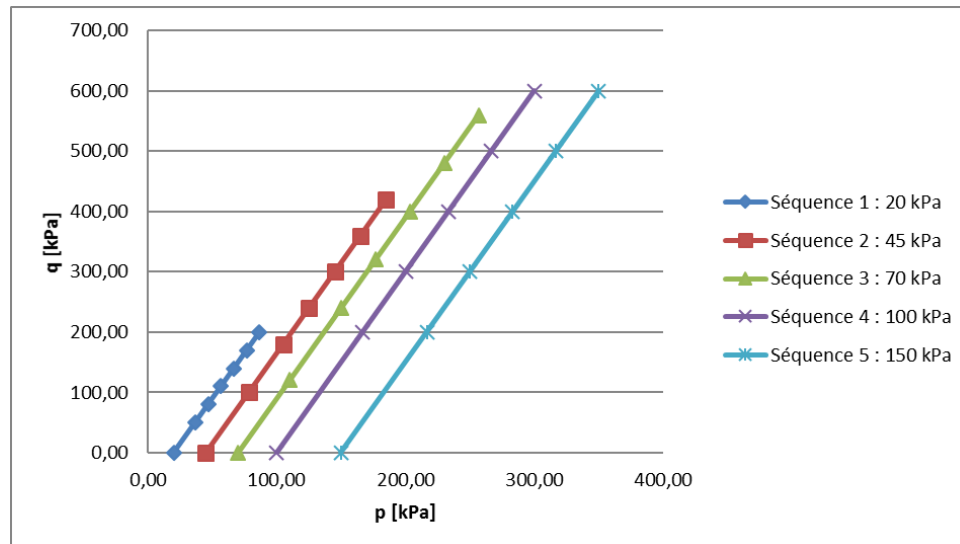


Figure 4. Chemins de contraintes pour l'essai par paliers

## 4. Conclusion

L'ambition de développer le recyclage à froid des agrégats d'enrobés dans les chaussées à faible trafic nécessite une étude mécanique et thermique via les procédés cités précédemment. La campagne d'essais explicitera le comportement mécanique des agrégats d'enrobés pour des températures comprises entre 0 et 50°C. Par conséquent, la perspective est de compléter le travail expérimental par une modélisation numérique afin d'atteindre des domaines de températures non accessibles expérimentalement.

## 5. Bibliographie

[GAB 12] GABET T., WAYMAN M., Sampling Procedure for Reclaimed Asphalt, report of deliverable 1.3 Re-Road – End of life strategies of asphalt pavements, 26 novembre 2012, p. 8-18.

[JAC 11] JACOBSON T., VTI notat 25-2010 - Återvinning av asfaltgranulat vid motorvägsbygget på E4, Markaryd Uppföljningar åren 2005–2010, Bilaga 1 Teknisk beskrivning för asfaltgranulat som bärlager, 2011.

[MIA 16] MIAO Y., HUANG Y., ZHANG Q., WANG L., « Effect of temperature on resilient modulus and shear strength of unbound granular materials containing fine RAP », *Construction and Building Materials*, vol. 124, 15 octobre 2016, p. 1132-1141.

[JIN 17] JIN P., Etude de l'effet des fines et de la teneur en eau sur le comportement hydromécanique des matériaux granulaires, thèse de doctorat, Université de Strasbourg, 2017.

NF EN 13286-7, *Mélanges avec ou sans liant hydraulique - Partie 7 : Essai triaxial sous charge cyclique pour mélanges sans liant hydraulique.*

---

# Diffusion de l'eau dans le bois en extérieur :

## Des résineux aux feuillus

**Maximin VARNIER<sup>1</sup>, Nicolas SAUVAT<sup>1</sup>, Cédric MONTERO<sup>2</sup>, Frédéric DUBOIS<sup>1</sup>,  
Joseph GRIL<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> GC2D, Univ. Limoges, EA 3178, F-19300 Egletons, France (@ : nicolas.sauvat@unilim.fr)

<sup>2</sup> LMGC, Univ. Montpellier, CNRS, F-34090 Montpellier, France

<sup>3</sup> Institut Pascal, CNRS, Univ. Clermont-Auvergne, F-63000 Clermont-Ferrand

*RÉSUMÉ. La détermination du profil hydrique dans le bois au cours du temps permet de comprendre et de prédire les phénomènes liés au séchage, le comportement mécanique du bois, et les risques d'attaques fongiques. En effet ces quelques pourcentages d'eau situés au sein des parois cellulaires vont avoir une forte influence notamment sur les caractéristiques mécaniques de celles-ci. Aujourd'hui l'Eurocode 5 propose un abaque d'équilibre hygroscopique unique, basé sur le séchage de résineux uniquement. Nous proposons de référencer les phénomènes physiques mis en jeu lors du transfert hydrique dans un élément en bois soumis à un environnement variable en humidité et température, afin de d'identifier des propriétés de diffusion des essences de bois. De nouveaux abaques d'équilibre hygroscopique pour les essences de feuillus sont proposés en vue d'une meilleure valorisation de ces derniers dans la construction.*

---

....  
....  
....  
....  
....  
....  
....

*ABSTRACT. Determination of water distribution in wood over time is necessary to understand and predict phenomena related to drying, mechanical behaviour, and the risk of fungal attacks. Indeed, these few percentages of water located within the cell walls will have an important influence including the mechanical characteristics thereof. Today Eurocode 5 propose a unique hygroscopic equilibrium abacus, only based on the drying of softwood. We propose to reference the physical phenomena involved into water transfer in a timber element subjected to a real variable humidity and temperature environment, in order to identify diffusion properties of wood species. New hygroscopic equilibrium charts for hardwood species can be proposed for better valuation of these species.*

....  
....  
....  
....  
....  
....  
....

*MOTS-CLÉS : abaque d'équilibre hygroscopique, couplage thermo-hydrique, hygroscopique, feuillus, paramètres de diffusion*  
*KEY WORDS: diffusion parameters, hardwoods, hygroscopic, hygroscopic equilibrium abacus, thermo-hydric coupling*

---

## 1. Introduction

L'abaque d'équilibre hygroscopique normatif proposé dans l'Eurocode 5 représente la teneur en eau du matériau en équilibre avec son environnement, c'est-à-dire en fonction de l'humidité relative et de la température environnante. Cependant, cette propriété ne suffit pas à caractériser l'évolution hydrique dans le temps, ni même le champ hydrique d'équilibre à l'instant  $t$  dans tout le volume. Tout d'abord, les courbes d'équilibre hygroscopique sont déterminées à partir des isothermes de sorption, présentant l'évolution de la teneur en eau en fonction de l'humidité relative et cela pour une température donnée. Cette courbe présente une hystérésis, due à la différence d'énergie nécessaire pour le phénomène d'adsorption et de désorption [MER 09], [RAW 96]. Ainsi le diagramme d'équilibre hygroscopique du séchage des résineux proposé par l'Eurocode 5 ne serait-il pas trop simplifié pour être utilisé pour toutes les essences de bois, quel que soit le champ hydrique ? Enfin, la perméabilité à la vapeur d'eau du matériau permet de déterminer l'évolution du profil hydrique dans un élément massif. Cette dernière rend compte de l'évolution d'une quantité d'eau dans l'épaisseur de l'élément hygroscopique, soumis à un gradient d'humidité relative. Cependant, cette propriété est aussi bien sensible à la teneur en eau qu'à la température. Nous proposons dans un premier temps une simplification des isothermes de sorption adaptée à la variabilité des bois de construction, et ensuite une justification de l'évolution de la perméabilité apparente par la température.

## 2. Les isothermes de sorption

Dans la littérature plusieurs explications phénoménologiques permettant de déterminer la teneur en eau d'équilibre pour un couple de température et d'humidité [DEN 80], [STA 64] ou thermodynamiques [MER 06]. Ce dernier propose une relation logarithmique entre la teneur en eau  $w$  et l'humidité relative  $Rh$ , avec  $w_s$  la teneur en eau de saturation, et  $\varphi$  et  $\alpha$  deux coefficients de calage différents selon le cycle de sorption :

$$\ln\left(\frac{w}{w_s}\right) = \varphi \cdot \ln(Rh) \cdot \exp(\alpha \cdot Rh) \quad [1]$$

### 2.1. Identification des paramètres de l'isotherme de sorption

La littérature propose de nombreuses isothermes de sorptions que ce soit pour des essences de bois, ou d'autres matériaux hygroscopiques. Plusieurs phénomènes physiques vont différencier ces isothermes, le premier étant la teneur en eau de saturation  $w_s$ , l'aire d'hystérésis, et enfin la forme de l'isotherme comme le décrit Skaar [SKA 88]. Le bois est un matériau hygroscopique qui présente une faible hystérésis par rapport à d'autres végétaux [RIJ 94], ou autres matériaux hygroscopiques [TOU 15], [MED 16]. La teneur en eau de saturation varie de 14% à 34% en fonction des essences, valeur bien documentée dans la littérature [GER 11]. A travers les nuages de points obtenus pour l'adsorption et la désorption, l'expression d'une isotherme moyenne toutes essences confondues amène à un coefficient de détermination de 0,969 à partir de l'équation 1. Il est donné en Figure 1 une proposition de séparation entre feuillus et résineux.

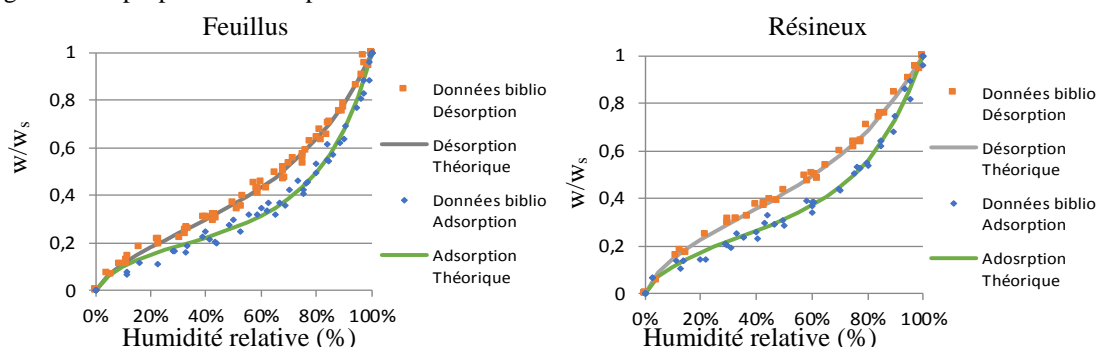


Figure 1 : Simplification des isothermes de sorption en deux familles

Ainsi, seule la teneur en eau de saturation distingue les essences.

### 2.2. Influence de la température sur le point de saturation des fibres

De nombreuses mesures d'isothermes de sorption à plusieurs températures ont permis de montrer l'influence de la température sur la teneur en eau. Ainsi, Perré [PER 01] et Merakeb [MER 09] ont proposé une première

correction touchant particulièrement l'humidité d'équilibre  $w_s$  à 100% d'humidité relative. D'une approche phénoménologique, elle prend la forme d'une dépendance linéaire à la température telle que :

$$w_s = 0,598 - 10^{-3} \cdot (T + 273) \text{ avec } T \text{ exprimé en } ^\circ\text{C} \quad [2]$$

Nous abordons cette question sous l'angle des échanges thermodynamiques dont la température représente un catalyseur selon le principe de Le Chatelier. Ainsi l'équilibre énergétique entre la variation d'énergie, lors d'une fluctuation de température, et l'énergie induite par la chaleur de sorption permet d'écrire la relation suivante :

$$w_s(T) = \left( w_s^0 + \frac{C_{anh}}{C_w} \right) \cdot \exp\left( -\frac{C_w}{L} \cdot T \right) - \frac{C_{anh}}{C_w} \quad [3]$$

$w_s^0$  représente la teneur en eau de saturation à la température  $T = 0^\circ\text{C}$ . Enfin, pour une application en construction, nous supposons que dans les plages hydriques et thermiques, les capacités calorifiques du bois anhydre  $C_{anh}$  et de l'eau  $C_w$  ainsi que la chaleur latente de vaporisation de l'eau  $L$  sont des propriétés insensibles à la température du milieu. Notre modèle analytique aux données bibliographiques et la fonction linéarisée proposée par Perré sont comparés Figure 2, avec une très bonne corrélation.

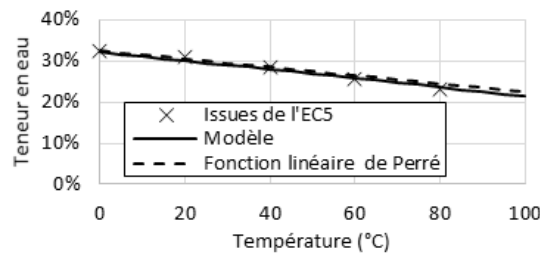


Figure 2 : Teneur en eau de saturation vs température

En plus de prendre en compte l'influence de la température sur l'équilibre hygroscopique, ces deux approches permettent de créer de nouveaux abaques d'équilibre hygroscopique en fonction de la famille Résineux/Feuillus, et en fonction de la teneur en eau de saturation des fibres de l'essence. Par exemple sont proposés en Figure 3 les abaques du hêtre, et des résineux selon l'Eurocode 5. Le couple 65%/20°C du résineux indique une teneur en eau d'équilibre de 12,5%, alors que l'abaque d'équilibre du hêtre donne une teneur en eau d'équilibre de 14,5%.

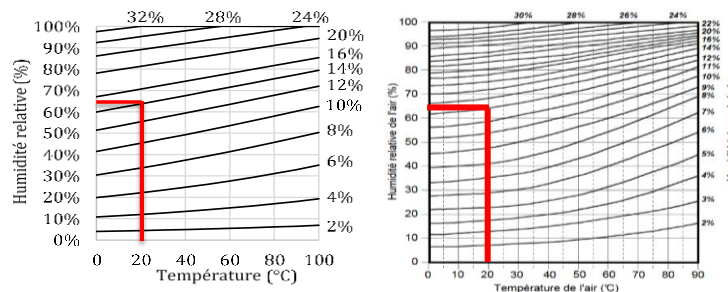


Figure 3 : Abaque d'équilibre hygroscopique du hêtre (à gauche) et des résineux selon la NF EN 1995 1-1 (à droite)

Enfin, la dernière question concerne la position au sein de l'hystérésis : l'histoire hydrique nous rapproche-t-elle de la désorption ou de l'adsorption, ou bien d'une moyenne des deux ?

### 3. Perméabilité, fonction de la teneur en eau et de la température

Dans le domaine hygroscopique, le flux de masse est sous deux états : gazeux, avec la vapeur d'eau dans les lumens, et liée, pour les molécules d'eau dans les parois cellulaires. On parlera alors de perméabilité vapeur pour le premier cas et de perméabilité apparente pour le second, c'est-à-dire l'influence de la teneur en eau sur la perméabilité vapeur [MED 16]. Par analogie à la propriété de non linéarité du comportement diffusif, plusieurs auteurs ont proposé la forme mathématique suivante de la perméabilité apparente en condition isotherme:

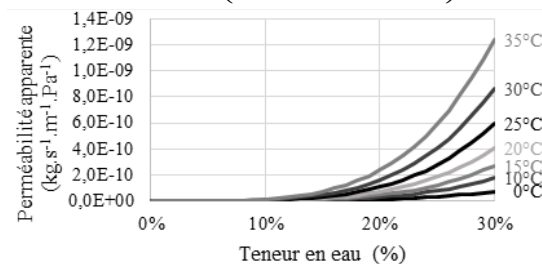
$$\delta^* = \delta_v \cdot \exp(k \cdot w) \quad [4]$$

Cependant afin de prendre en compte l'influence de la température sur la perméabilité apparente, des travaux ont montré que le coefficient de perméabilité suit une augmentation selon la loi d'Arrhenius [STA 64], [CHO 63] où  $E_a$  représente l'énergie d'activation,  $R$  la constante des gaz parfaits,  $T$  la température en  $^\circ\text{C}$  et  $\delta_0$  un coefficient de calage:

$$\delta^* = \delta_o \cdot \exp\left(-\frac{E_a}{R \cdot T}\right) \quad [5]$$

Finalement, à partir de la définition de l'énergie d'activation [NEL 86], mettant en jeu la chaleur de sorption, et d'une loi semi empirique de Merakeb [MER 06], l'équation [5] devient :

$$\delta^* = \delta_o \cdot \exp\left(\frac{(C_{p_v} \cdot T) + \Delta H_s}{R \cdot T}\right) \quad [6]$$



**Figure 4 :** Perméabilité apparente en fonction de T et w

Cette approche présente deux avantages majeurs, tout d'abord elle permet de prendre en compte l'influence de la température et de la teneur en eau sur la perméabilité apparente, ensuite, elle permet de différencier les essences à travers la chaleur de sorption, tout en se limitant à l'identification de trois paramètres :  $\delta_o$ ,  $A_{ad}$ , et  $A_{de}$ .

#### 4. Conclusion

Une différenciation du comportement hydrique des feuillus et des résineux est proposée. Cela permet de proposer de nouveaux abaques d'équilibre hygroscopique pour chaque essence souhaitée. La dernière inconnue reste le champ hydrique initial dans tout le volume. Enfin, l'application au suivi des structures en ambiances variables est rendue possible par la prise en compte de l'effet de la température sur la perméabilité apparente.

#### 5. Bibliographie

- [MER 09]S. Merakeb, F. Dubois, et C. Petit, « Modeling of the sorption hysteresis for wood », *Wood Sci. Technol.*, vol. 43, n° 7-8, p. 575-589, nov. 2009.
- [RAW 96]S. P. S. Rawat, « Enthalpy-entropy compensation during sorption of water in wood », *J. Appl. Polym. Sci.*, vol. 60, p. 787-790, 1996.
- [DEN 80]R. W. Dent, « A sorption theory for gas mixtures », *Polym. Eng. Sci.*, vol. 20, n° 4, p. 286-289, mars 1980.
- [STA 64]A. J. Stamm, *Wood and cellulose science*. Ronald Press Co., 1964.
- [MER 06]S. Merakeb, « Couplage hygromécanique dans le processus de diffusion dans le bois », 2006.
- [RIJ 94]J. F. Rijdsdijk, *Physical and Related Properties of 145 Timbers*. Dordrecht: Springer Netherlands, 1994.
- [SKA 88]C. Skaar, *Wood water relations*. 1988.
- [TOU 15]A. Touil, J. Litaïem, et F. Zagrouba, « Isothermes de sorption et propriétés thermodynamique de l'*Allium sativum* », *J. Tunis. Chem. Soc.*, vol. 17, p. 105-114, 2015.
- [MED 16]D. Medjelekh *et al.*, « Characterization of the coupled hygrothermal behavior of unfired clay masonries: Numerical and experimental aspects », *Build. Environ.*, vol. 110, p. 89-103, déc. 2016.
- [GER 11]J. Gérard *et al.*, « Tropix ». CIRAD, 2011.
- [PER 01]P. Perré et B. K. May, « A Numerical Drying Model That Accounts for the Coupling Between Transfers and Solid Mechanics. Case of Highly Deformable Products », *Dry. Technol.*, vol. 19, n° 8, p. 1629-1643, août 2001.
- [STA 59]A. J. Stamm, « Bound water diffusion into wood in the fiber direction », *For. Prod. J.*, vol. 9(1), p. 27-32, 1959.
- [KUL 15]K. Kulasinski, « Physical and mechanical aspects of moisture adsorption in wood biopolymers investigated with atomistic simulations », ETH Zurich, 2015.
- [CHO 63]E. T. Choong, « Movement of moisture through a softwood in the hygroscopic range », 1963.
- [NEL 86]R. M. Nelson, « Diffusion of bound water in wood-part 3-A model for nonisothermal diffusion », *Wood Sci. Technol.*, vol. 20, n° 4, p. 309-328, 1986.

---

# Défis à relever en termes de rhéologie des matériaux cimentaires pour une impression 3D par extrusion/dépôt

Perrot Arnaud <sup>1\*</sup>, Rangeard Damien <sup>2</sup>, Amziane Sofiane <sup>3</sup> et Sonebi Mohamed <sup>4</sup>

<sup>1</sup> Université de Bretagne Sud, Lorient, France, [arnaud.perrot@univ-ubs.fr](mailto:arnaud.perrot@univ-ubs.fr)

<sup>2</sup> INSA de Rennes, Rennes, France

<sup>3</sup> Institut Pascal, Clermont-Ferrand, France

<sup>4</sup> Queen's University, Belfast, UK

---

*RÉSUMÉ. L'impression 3D du béton par extrusion/dépôt est un processus complexe en plusieurs étapes qui doit être bien décrit et optimisé. Les propriétés des matériaux cimentaires à l'état frais (et leurs évolutions) doivent être optimisées aussi bien pour l'extrusion que pour les procédés d'impression 3D. Par conséquent, les matériaux doivent présenter des propriétés spécifiques telles que la stabilité pendant l'extrusion, la stabilité de la forme lorsque le matériau coule de l'extrudeuse, le jointoiment entre les couches et un raidissement rapide afin de supporter le poids des couches subséquentes. Ces propriétés spécifiques du procédé doivent être décrites en termes de propriétés intrinsèques des matériaux telles que la perméabilité, la viscosité, la contrainte seuil et la vitesse de structuration afin de saisir la physique sous-jacente. Par exemple, la vitesse de structuration sera utile afin de minimiser l'intervalle de temps entre deux placements superposés consécutifs. Ce travail vise à décrire le lien entre les caractéristiques intrinsèques des matériaux et la technique d'impression 3D par extrusion afin d'optimiser la méthode de traitement.*

*ABSTRACT. Extrusion 3D printing of concrete is a complex multistep process that needs to be well described and optimized. The fresh properties of cement-based materials have to be optimized for both the extrusion and the additive manufacturing 3D printing processes. Therefore, the materials have to exhibit some specific properties such as stability during extrusion, shape stability when concrete flows from the orifice extruder, jointing between layers and quick stiffening in order to sustain the weight of the subsequent layers. Those specific process properties must be described in terms of intrinsic materials properties such as permeability, viscosity, yield stress and structural build-up rate in order to capture the underlying physics. For example, the structural build-up rate will be helpful in order to minimize the time step between two consecutive superposed placements. This work aims to describe the link between the intrinsic material characteristics and the extrusion 3D printing technique in order to optimize the processing method.*

*MOTS-CLÉS : Rhéologie, impression 3D, matériaux cimentaires, seuil de cisaillement, thixotropie*

*KEY WORDS: Rheology, 3D Printing, cement-based materials, yield stress, thixotropy*

---

## 1. Introduction

Aujourd'hui, les méthodes de construction traditionnelle peuvent se trouver bouleverser par la 3ème révolution industrielle et l'introduction du numérique et du digitale dans l'industrie du BTP. La conception et le suivi de réalisation ont déjà été impactés par l'utilisation du BIM. La réalisation de maquettes numériques complètes de bâtiments ont permis d'aller plus loin dans l'anticipation de la réalisation d'un projet et permettent d'aller vers une optimisation des méthodes de réalisation et vers une qualité de construction optimale (lean building). Même si l'effort d'introduction du digital dans l'acte de construire est manifeste chez l'ensemble des acteurs majeurs de la construction, son utilisation dans les méthodes de réalisation en est encore à ses balbutiements. Pourtant, il apparaît désormais réaliste et accessible de bénéficier de la numérisation complète des projets de construction pour automatiser les méthodes de construction et ainsi de se rapprocher des objectifs de lean building.

Toutefois, la transposition directe aux matériaux cimentaires des méthodes de fabrication additive, initialement développées pour les matières plastiques, n'est pas triviale. En effet, l'adaptation des procédés additifs doivent prendre en compte les caractères spécifiques de ces matériaux divisés que sont les bétons. Actuellement, les études académiques et d'initiatives privées fleurissent à travers le monde pour permettre

l'adaptation des méthodes de fabrication additive aux matériaux 'béton'. Ainsi le nombre d'initiatives et de projets liés à l'impression 3D du béton connaît une croissance exponentielle. Ces études sont motivées par les avantages multiples que donneraient l'utilisation de cette technique. L'avantage économique : ces techniques permettraient de se passer des coffrages, qui peuvent représenter jusqu'à 70% du coût d'un béton coffré ; Avantage architecturale : l'impression additive rompt les barrières géométriques imposées par les procédés de construction traditionnels. Une liberté de forme inédite est donnée aux architectes. Une optimisation des dépenses en matériaux, et ainsi une réduction des impacts environnementaux : en effet, les procédés robotisés permettent de maîtriser les dépôts de matières (possibilité de mettre la matière seulement là où il y en a besoin, concept d'optimisation topologique). Avantage social : dans le domaine du BTP, la fabrication additive d'éléments béton impact directement les conditions de travail en supprimant les tâches de manutentions lourdes et de vibration du béton, par exemple.

Ces études ont d'ors et déjà permis de valider la faisabilité technique du procédé d'impression 3D du béton et des démonstrateurs de taille réduite ont pu être réalisés (maisons individuelles, passerelles) à travers le monde.

Ainsi, l'application de béton imprimé en matériau structural n'apparaît désormais plus comme une utopie, mais comme une réalité à venir. Nous sommes à l'étape où la fédération des savoir faire devient nécessaire afin de tendre vers une normalisation des matériaux, procédures et méthodes de dimensionnement des structures imprimées en béton.

L'impression 3D par extrusion/dépôt est aujourd'hui le procédé le plus utilisé dans le domaine de la construction digitale [WAN 16]. Ce procédé de construction automatisé est un processus complexe qui peut se décomposer en plusieurs étapes : acheminement par pompage, extrusion, puis dépôt. Pour chaque étape de l'impression, les matériaux cimentaires à l'état frais doivent présenter des propriétés maîtrisées garantissant d'une part l'écoulement du matériau pendant la phase initiale du procédé, et d'autre part sa stabilité après dépôt. Plus précisément, il apparaît que le matériau doit présenter à la fois une fluidité suffisante pour être pompable, et être assez ferme pour permettre une stabilité de forme une fois déposé. Ces qualités contraires nécessitent de déterminer des fenêtres de propriétés de comportement rhéologique resserrées afin de pouvoir assurer la bonne marche du procédé d'impression.

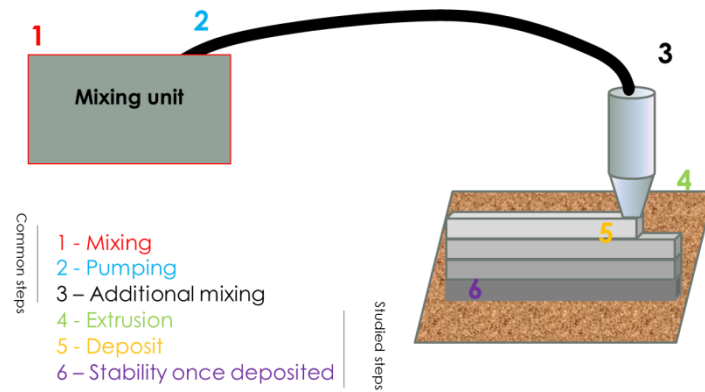
Une autre solution, que nous n'étudierons pas dans ce document, consiste à ajouter des accélérateurs de prise juste avant le dépôt par l'intercalation d'un système de mélange en ligne juste en amont de la filière de sortie. Cette stratégie permet de rentrer dans une stratégie de structuration à la demande du matériau cimentaire, et permet d'obtenir un béton très fluide lors du pompage et rapidement ferme une fois déposé.

Dans notre étude, nous nous intéresserons aux contraintes sur le comportement rhéologique induites par chacune des étapes du processus d'impression par extrusion/dépôt. Dans un premier temps nous présenterons brièvement le procédé, puis nous nous intéresserons à l'étape de transport/extrusion du matériau. Ensuite, notre attention se focalisera sur la stabilité d'une couche une fois déposée puis sur la stabilité globale et la maîtrise de la forme une fois imprimée.

## **2. Procédé d'impression par extrusion/dépôt**

Le procédé d'impression par extrusion/dépôt consiste à acheminer par pompage un béton possédant une rhéologie appropriée puis à le déposer par extrusion, couche par couche, afin de construire une structure. Le procédé nécessite à la fois un modèle numérique et un système automatisé. Comme le montre la Figure 1, le procédé peut se décomposer en six étapes : la fabrication du béton, son transport, une étape optionnelle de malaxage additionnel si il est choisi d'utiliser un accélérateur de prise, l'extrusion, le dépôt d'une couche élémentaire et enfin la fabrication d'une structure dont il faut veiller à la stabilité tout au long de l'impression.





**Figure 1.** Décomposition en étapes élémentaires de l'impression 3D de matériau cimentaire par extrusion.

Cette décomposition permet de mettre en évidence les multiples propriétés rhéologiques que devra avoir le matériau cimentaire selon l'étape considérée. Celui-ci devra pouvoir à la fois s'écouler tout en restant homogène lors des opérations de transport et d'extrusion. Par ailleurs, les déformations d'une couche lors du dépôt devront être maîtrisées ainsi que la qualité de l'interface entre couches pour éviter la formation de faiblesses structurales (communément appelé joints froids [WAN 16]). Enfin, l'étude de la stabilité de la structure imprimée devra prendre en compte le gradient de résistance sur la hauteur de la structure. Ce gradient est induit par des temps de structuration au repos du matériau différents après dépôts de chacune des couches. De plus, ce gradient de résistance relativement aux couches initiales les plus basses qui sont plus résistantes et plus rigides est symbolisé par les nuances de gris sur la figure 1, soulignant ainsi l'importance de la cinétique de structuration du matériau au repos.

### 3. Comportement à l'état frais et étape d'impression

#### 3.1. Rhéologie des matériaux à base cimentaire

Les matériaux à base cimentaires présentent un comportement de type viscoplastique : Ils s'écoulent seulement si on leur applique une contrainte supérieure à une valeur critique appelée seuil d'écoulement. Ce seuil est observé pour une déformation critique appelée  $\varepsilon_c$  en compression ou  $\gamma_c$  en cisaillement. Ce seuil de plasticité s'appelle  $\tau_0$  pour une sollicitation de cisaillement et  $\sigma_0$  pour un écoulement élongationnel. Pour des sollicitations complexes, avant la prise de la pâte ou mortier de ciment, un critère de plasticité de Von Mises peut être utilisé [MET 16]. Au-delà de la contrainte seuil, les matériaux cimentaires s'écoulent comme un fluide visqueux quasiment Newtonien (viscosité  $\eta$ ). De ce fait dans la plus part des cas (vitesses de déformation n'entraînant pas de perte d'homogénéité), la modélisation du comportement à l'état frais des matériaux cimentaires peut être correctement approximé par un modèle de Bingham.

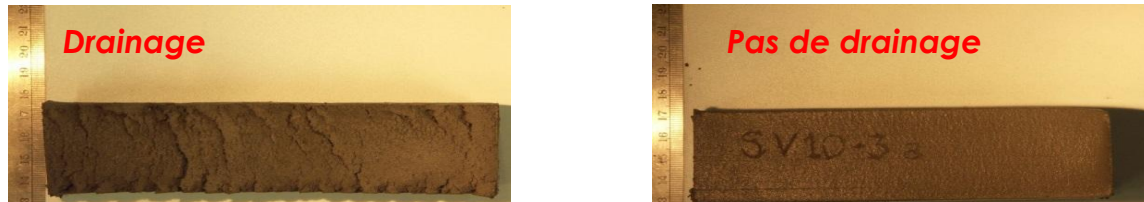
En dessous de la contrainte seuil (vitesse de déformation quasi statique), les matériaux cimentaires se comportent comme des solides élastiques présentant un module élastique  $E$  en compression et  $G$  en cisaillement. Ce comportement élastique est important pour estimer les déformations des structures imprimées sous leur poids propre.

Il est important de noter que tous ces paramètres de comportement sont sujets à une cinétique d'évolution dans le temps et au repos après leur dépôt en couche. En effet, une fois au repos, la rigidité et le seuil d'écoulement augmentent avec le temps. Simultanément, la déformation critique diminue légèrement. L'augmentation du seuil d'écoulement avec le temps est souvent considérée comme linéaire et permet de définir une vitesse de structuration  $A_{thix}$  en  $\text{Pa}\cdot\text{s}^{-1}$  [ROU 05]. Il est à noter que certaines formulations peuvent présenter une cinétique exponentielle de structuration [PER 16].

#### 3.2. Pompage et extrusion

Lors du pompage de matériaux cimentaires, l'écoulement est assuré par une couche limite lubrifiante constituée de pâte de ciment où le cisaillement est concentré. Ce type d'écoulement génère un écoulement dit bouchon pour lequel le matériau n'est pas cisailé à l'interface. Certaines études suggèrent que la pression de mise en écoulement est liée au seuil de cisaillement du matériau [PER 12]. Dans tous les cas, pour une bonne pompabilité, il faut permettre la formation de la couche lubrifiante et ne pas utiliser un matériau avec une trop grosse fraction volumique granulaire (inférieure à 80% de la fraction volumique de packing aléatoire) évitant ainsi la mise en place d'un écoulement frottant pression-dépendant. Ainsi, même des formulations présentant des

seuils de cisaillement importants (supérieurs à 1000 Pa par exemple) ont pu être imprimées. Pour l'étape d'extrusion, les contraintes sont du même ordre. Il est tout de même conseillé de vérifier que la perte de charge liée à la contraction de l'écoulement n'entraîne pas un drainage du fluide interstitiel et une consolidation du matériau dans les conduites et la filière. En effet, lors de l'extrusion de matériau à base cimentaire, il y a une compétition entre la cinétique de drainage et la cinétique de l'extrusion elle-même [PER 14]. Si le drainage se produit, le matériau peut devenir frottant et la surface des couches va présenter de plus en plus de défaut au fur et à mesure de la montée en pression de la pompe. Ceci est illustré par la Figure 2 qui montre l'aspect d'extrudât en cas de drainage et en cas d'écoulement non-drainé (ce résultat est obtenu simplement en réduisant la vitesse d'écoulement).



**Figure 2.** Visualisation de la surface de matériaux cimentaires en cas d'extrusion drainée ou non drainée.

Ainsi, les formulations de mortiers pour impression 3D contiennent souvent un agent viscosant permettant de s'affranchir de ces problèmes de drainage.

### 3.3. Stabilité d'une couche

La déformation d'une couche élémentaire après son extrusion dépend du procédé d'impression utilisé. Ainsi à Loughborough University [LE 12], des petits filaments millimétriques sont extrudés et se déforment sous leur poids propre. La déformation de ces cylindres permet de combler les vides créés entre filaments et ainsi de créer une structure compacte. En revanche, dans les procédés type Contour Crafting ou ConPrint3D, les couches présentent une section qui se veut être celle de la filière. Dans le premier cas, la hauteur finale du matériau est dictée par son seuil de cisaillement qui doit pouvoir résister à l'effet de la gravité et sera donc de l'ordre de grandeur de la contrainte  $\rho g \Delta h$  avec  $\rho$  la masse volumique du matériau et  $\Delta h$  la hauteur d'une couche élémentaire. Dans le second cas, le seuil de cisaillement devra être supérieur à la contrainte générée par la gravité.

Dans le cas d'impression de structure en porte-à-faux, il conviendra de vérifier que la déformation reste élastique pour la partie dans le vide. Un calcul de vérification avec une hypothèse de poutre console pourra être effectuée. Si l'hypothèse n'est pas vérifiée, une impression à l'envers ou sur un support temporaire est préconisée.

Il est aussi intéressant de réfléchir à l'impact de l'épaisseur d'une couche élémentaire sur la stabilité globale de la structure. Cette réflexion doit prendre en compte les considérations abordées dans le paragraphe suivant.

### 3.4. Stabilité globale

Comme démontré par Perrot et al. [PER 16], une instabilité de la structure se produit si la résistance du matériau  $\tau_0(t)$  devient inférieure à la charge agissant sur la première couche et qui dépend de la hauteur  $h(t)$  de la structure en cours d'impression et qui est de l'ordre de  $\rho g h(t)$ . La description précise de la structuration du matériau avec le temps pour quantifier  $\tau_0(t)$ . Dans une première approche, il est possible d'utiliser une vitesse de structuration constante  $A_{thix}$ , comme initialement proposé par Roussel et al. [ROU 05]. Dans ce cas, la stabilité de la structure est pilotée par le rapport  $A_{thix}/h$ .

Une autre cause rapportée de rupture d'une structure en cours d'impression est liée au flambement des structures. Dans ce cas, en plus de la précision de pose des couches qui entraîne nécessairement des excentricités dont la conséquence sera l'instabilité de flambement, c'est l'évolution du module élastique avec la durée de repos qui va piloter l'instabilité sous poids propre de la structure en cours d'impression [WOL 18]. Il est à noter que dans ce cas, pour un élément strictement vertical, la hauteur limite de flambement évolue avec la racine cubique de la hauteur imprimée.

Dans le cas où la poutre reste stable, il faudra également prédire les déformations de chaque couche sous chargement (chaque couche ayant sa propre rigidité à un instant donné car ayant eu des temps de repos différents). Ainsi, la prédiction de la déformation élastique s'avère nécessaire pour connaître le nombre exact de couches pour construire une structure de hauteur donnée

### 3.5. Collage entre couches

Enfin, il est nécessaire que le procédé d'impression permette d'assurer un bon collage entre les couches et confère une bonne résistance au matériau une fois durci. Plusieurs solutions sont proposées dans la littérature : forcer un re-mélange, essayer de déstructurer le matériau de la couche sous-jacente en se basant sur les travaux sur le coulage multicouche rencontré pour les bétons autoplaçants [ROU 11]. Dans tous les cas, il est nécessaire d'éviter le séchage de la couche déjà déposée. Ainsi, l'emploi de polymères superabsorbants [NER 17] et d'agents viscosants est conseillé pour limiter la perméabilité et/ou la susceptibilité au séchage.

### 4. Conclusions

Dans cet article, nous avons listé les multiples propriétés des matériaux cimentaires à l'état frais qui sont mises en jeu lors d'un procédé d'impression 3D. Ainsi, si le comportement rhéologique intervient lors du transport et de la mise en forme, la cinétique de son évolution va gouverner la vitesse du procédé. Aussi, la précision de mise en place et le module élastique du matériau intervient dans la stabilité au flambement et la possibilité d'imprimer en porte-à-faux. Enfin, les paramètres hydromécaniques sont aussi mis en jeu pour empêcher le drainage pendant l'extrusion et limiter le séchage après le dépôt.

- [LE 12] 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>
- [MET 12] Mettler, L.K., Wittel, F.K., Flatt, R.J., Herrmann, H.J., 2016. Evolution of strength and failure of SCC during early hydration. *Cem. Concr. Res.* 89, 288–296. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.09.004>
- [NER 17] Nerella, V.N., Schroefl, C., Yazdi, M.A., Alghazali, A., Secieru, E., Shyshko, S., Liebscher, M., Heravi, A.A., Dudziak, L., Beigh, M.A.B., 2017. MICRO-AND MACROSCOPIC INVESTIGATIONS ON THE INTERFACE BETWEEN LAYERS OF 3D-PRINTED CEMENTITIOUS ELEMENTS. *J. Mater. Civ. Eng.* 29.
- [PER 12] Perrot, A., Mélinge, Y., Rangeard, D., Micaelli, F., Estellé, P., Lanos, C., 2012. Use of ram extruder as a combined rheo-tribometer to study the behaviour of high yield stress fluids at low strain rate. *Rheol. Acta* 51, 743–754.
- [PER 15] Perrot, A., Pierre, A., Vitaloni, S., Picandet, V., 2015. Prediction of lateral form pressure exerted by concrete at low casting rates. *Mater. Struct.* 48, 2315–2322. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0313-8>
- [PER 14] Perrot, A., Rangeard, D., Mélinge, Y., 2014. Prediction of the ram extrusion force of cement-based materials. *Appl. Rheol.* 24, 53320.
- [PER 16] Perrot, A., Rangeard, D., Pierre, A., 2016. 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>
- [ROU 05] Roussel, N., 2005. Steady and transient flow behaviour of fresh cement pastes. *Cem. Concr. Res.* 35, 1656–1664. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.08.001>
- [ROU 08] Roussel, N., Cussigh, F., 2008. Distinct-layer casting of SCC: The mechanical consequences of thixotropy. *Cem. Concr. Res.* 38, 624–632. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.09.023>
- [WAN 16] 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 Tech. Lett.* Vol 1 2016DO - 1021809rilemtechlett201616.
- [WOL 18] Wolfs, R.J.M., Bos, F.P., Salet, T.A.M., 2018. Early age mechanical behaviour of 3D printed concrete: Numerical modelling and experimental testing. *Cem. Concr. Res.* 106, 103–116. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.02.001>

# Développement de panneaux composites en textile mortier (TRC) et isolation innovante intégrant des matériaux à changement de phase

Zakaria Ilyes Djamai<sup>1</sup>, Amir Si Larbi<sup>1</sup>, Ferdinando Salvatore<sup>1</sup>

*1-Université de Lyon, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint-Etienne (ENISE), Laboratoire de Tribologie et de Dynamique des Systèmes (LTDS), UMR 5513, 58 rue Jean Parot, 42023 Saint-Etienne Cedex 2, France*

---

## RÉSUMÉ.

*L'utilisation des matériaux à changement de phase comme substitut au agrégat fins est d'un intérêt grandissant dans l'industrie de la construction. Cependant l'intégration des matériaux à changement de phase dans les matrices cimentaire peut entrainer de sévères dégradations de leurs caractéristiques mécaniques.*

*Dans la présente étude, un mortier modifié intégrant différent taux de mcp (5wt %, 10wt%, 15wt %) a été préparé. Des tests de résistance à la compressions et de flexion ont été effectués sur les différents composites à des températures inférieurs et supérieur à la température de changement de phase ( $\approx 25^\circ$ ).*

*Les différentes matrices mortier –mcp ont été renforcées par 3 couches de textile verre Alkali résistant. Les composites TRC-MCP ont été testés en traction suivant les recommandations du Rilem [1].*

*Il a pu être conclu que le renfort textile peut scientifiquement améliorer les performances mécaniques en traction des matrice en mortier –mcp, cependant un taux critique de mcp ( $\approx 15wt\%$ ) existe et peut entrainer une rupture soudaine par délaminage entre les différentes couches de renfort.*

## ABSTRACT.

*There is a growing interest on the use of phase change material (pcm) in the building industry especially in cementitious materials as a substitute to fine aggregate. However pcm can induce a strong degradation of the concrete mechanical performances especially under tensile solicitation.*

*In the present study, a modified mortar matrix with different amounts of pcm (5wt %, 10wt%, 15wt %) have been prepared. A compressive and flexural strength characterization tests on the different pcm-mortar matrix has been done below and above the pcm temperature phase change.*

*The different amounts of pcm-mortar matrix have been reinforced with 3 layers of AR glass Fabric. The textile reinforced pcm-mortar composites have been tested under pure tensile solicitation. The tests have been performed according to the Rilem technical committee recommendation [1]*

*It has been found that the textile reinforcement of the different pcm-mortar matrix can highly improve their mechanical characteristics in terms of stress and strain at failure. However a critical pcm weight ratio (around 15wt%) exists and can induce the sudden failure of the textile reinforced pcm-mortar composites by shear delamination in the fabric/matrix interface without reaching the fabric tensile strength.*

**MOTS-CLÉS:** *matrice mortier-mcp, TRC, essais de caractérisation, modes de rupture.*

**KEYWORDS:** *pcm-mortar matrix, TRC, characterization tests, failure modes*

---

## 1. Introduction

La limitation des besoins en climatisation/chauffage, dans le secteur du bâtiment, est devenue un d'un intérêt primordial. Un des moyens pour renforcer l'inertie thermique des bâtiments est l'incorporation des matériaux à changement de phase (mcp) dans les éléments de construction.

Les mcp ont pour principe d'absorber la chaleur latente pendant leur fusion dans une plage de température étroite correspondant à leur température de changement de phase, cette même chaleur absorbée pendant la fusion est restituée pendant la phase de solidification.

De nombreux travaux de recherche[2,3] ont été réalisés, ces dernières années pour vérifier les performances énergétiques de ce concept en incorporant les mcp via une technique de micro encapsulation dans des matrices cimentaires pointant des réductions des pic de température de l'ordre de 3° à 4° pour des taux de mcp variant entre 5% et 10% .

Malgré les améliorations notables des performances thermiques des matrices cimentaires suite à l'incorporation des mcp, des conséquences inverses apparaissent en termes de performances mécaniques [4,5].

La présente étude enrichira la littérature dans la compréhension de l'effet du mcp dans l'évolution de caractéristiques mécaniques des mortiers à matrices cimentaire, et proposera des idées de renforcement des composites mortier-mcp par incorporation de grille de textile en verre alkali résistant pour renforcer les composites en traction.

## 2. Matériaux et méthodes

Les différents composites mortier-mcp ont été réalisés en ajoutant des proportions massiques de mcp de (0%, 5%, 10 %, 15 %) à un mortier de référence de ciment portland de type CEMI. La taille maximale des grains de sables dans le mortier est de 1.6 mm. .

Lors de la formulation des composites mortier –mcp une attention particulières a été portée sur l'ajustement du rapport e/c .En effet la poudre de mcp incorporée dans le mortier ayant un taux d'absorption d'eau évaluée autour des 60% (due à sa surface spécifique extrêmement élevée et au potentiel élevé d'absorption d'eau du polymère utilisé lors de la micro encapsulation des mcp ) peut drastiquement détériorer la maniabilité et fluidité des composite .De ce fait le rapport e/c a été réévalué pour chaque pourcentage de mcp ajouté de façon à pallier le fort taux d'absorption d'eau de la poudre mcp

Les différentes formulations de composites mortiers-mcp (0%, 5%, 10 %, 15 %) sont présentées tableau 1

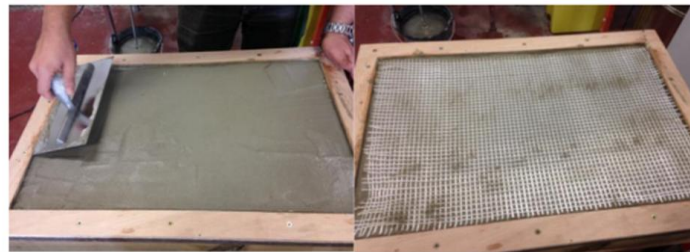
Constituants	Composition des composites			
	Mortier de reference	5wt% Mortier-mcp	10 wt% Mortier-mcp	15 wt% Mortier-mcp
MCP (kg)	0	0.3	0.6	0.9
ciment (kg)	1.65	1.65	1.65	1.65
Aggregats fin (kg)	4.35	4.35	4.35	4.35

Water(l)	0.80	0.96	1.14	1.31
E/C	0.48	0.58	0.69	0.79
E/C (effectif)	0.48	0.48	0.48	0.48

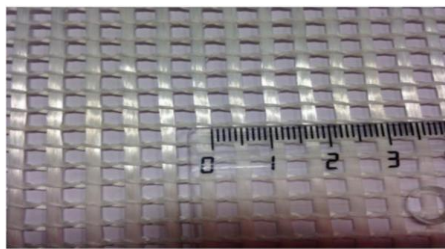
**Tableau 1** formulation des matrice mortier-mcp

Les composites mortier mortier mcp ont été confectionnés dans des moules (40 mm ×40 mm ×160 mm) afin d'être testés après 28 jours de séchages en compression et flexion trois points dans différentes ambiances à 18° (conservation des éprouvettes dans une ambiance fixée à 18°) et 40° (conservation des éprouvettes dans une ambiance fixée à 40°) et à puis à 18° suite à un réchauffement jusqu'à 40° (conservation des éprouvettes dans une ambiance fixée à 40° puis refroidissement à 18°) .

Les matrices en mortier-mcp (tableau 1) ont été renforcés ensuite par trois couche de textile de type verre AR par moulage au contact (figure 1) dans des moules de (600 mm×400mm×10mm) .Après durcissement, des éprouvettes de dimensions (500mm×100mm×10mm) en TRC-MCP ont été découpées afin d'être testés en traction directe.



Technique du moulage au contact



Textile en verre AR



Matériau à changement de phase

**Figure 1** coulage des composites TRC -MCP

### 3. Résultats et discussions

Les résultats concernant l'évolution des propriétés mécaniques en compression et flexion de matrices en mortiers-mcp sont présentés figure 2

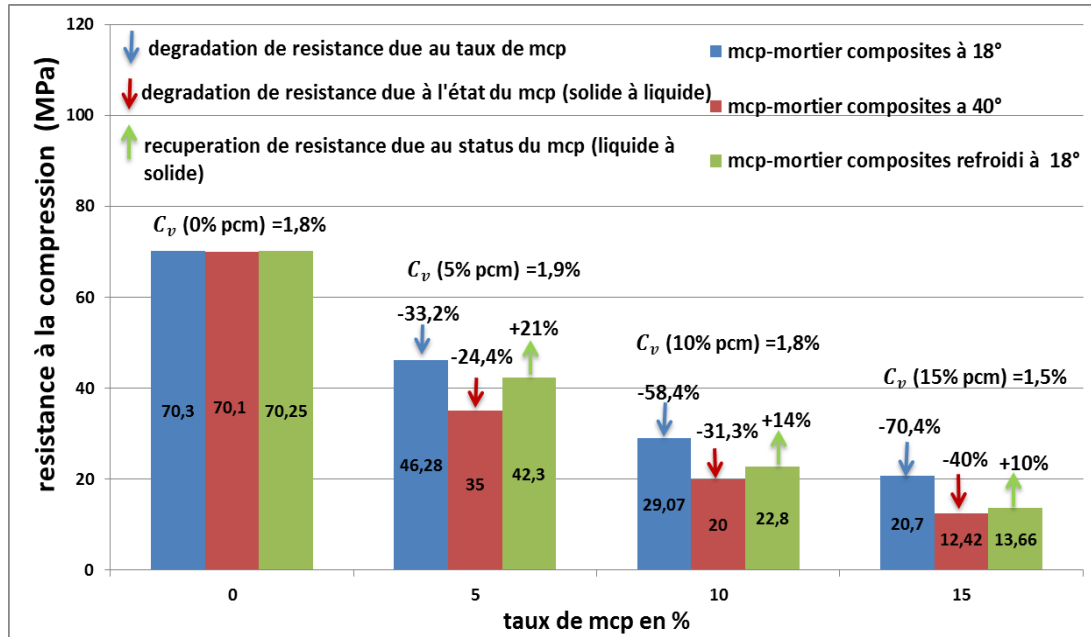
Il peut être constaté une dégradation notable des performances mécaniques des matrices en mortier-mcp avec le taux de mcp.

Il peut être également constaté que l'état de mcp (solide ou liquide en fonction de la température) joue un rôle au niveau des performances mécaniques des composites. Quand le mcp passe de l'état solide (à 18°) vers l'état

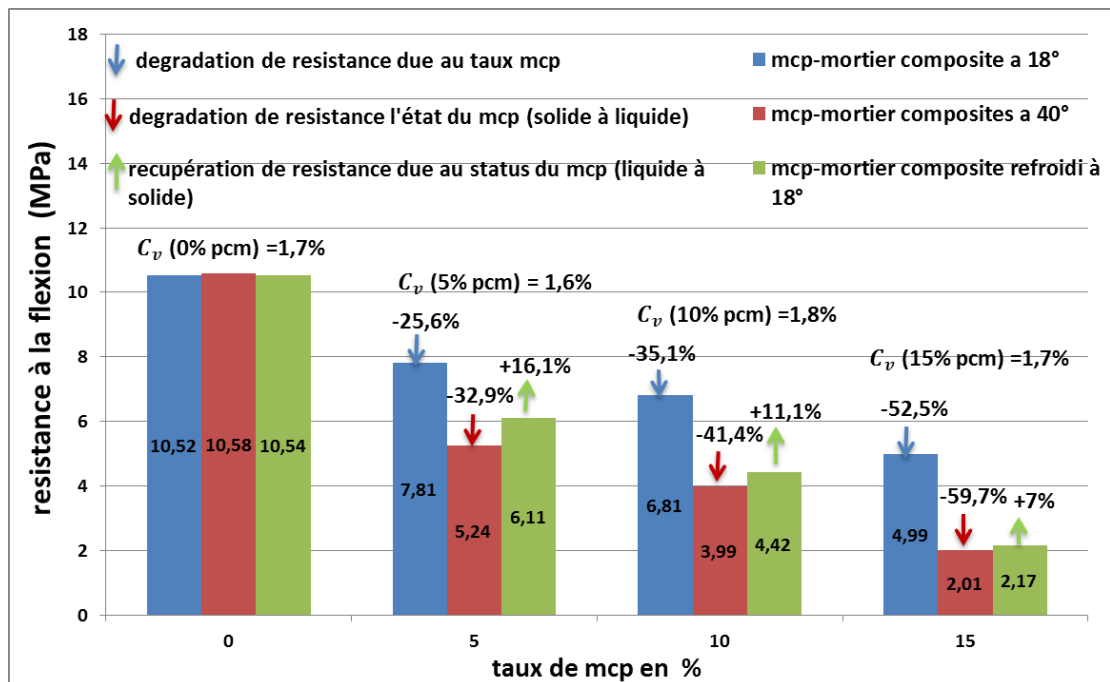
fluide (40°) on peut constater une chute des performances mécaniques qui augmente avec le taux de mcp introduit dans les composite en mortier-mcp.

Les composite en mortiers-mcp ne recouvrent pas leurs performances mécaniques initiales lors de la resolidification du mcp (conservation des éprouvettes dans une ambiance fixée à 40° puis refroidissement à 18°).

La chute des propriétés mécaniques des composites quand le mcp passe de l'état solide vers l'état liquide est due à un effet de dilatation interne du mcp suite à une augmentation de volume lors du passage solide liquide, cette dilatation peut entrainer de la fissuration interne dans les composite et explique la chute des propriétés mécaniques lors du test à 40°. les propriétés mécaniques ne sont pas recouvertes lors de la resolidification du mcp due au caractère partiellement irréversible des micro fissures interne créés.



(a)



(b)

Figure 2 (a) résistance à la compression (b) résistance à la flexion des composites mortier-mcp.



Les résultats en terme de contrainte vs déformation sur les composites en TRC-MCP (500mm×100mm×10mm) sollicités en traction directe sont présentés (figure3).

Il peut être déduit à partir des résultats des tests de traction que :

L'incorporation de renfort textile dans les matrices en mortiers-mcp contribue au renforcement des caractéristiques mécaniques des mortiers-mcp en termes de contrainte limite de rupture et déformation à la rupture en traction.

-La résistance en phase (I, figure 3) des composites TRC-MCP décroît avec le taux de MCP due à la dégradation de la résistance des matrices en mortier-mcp avec l'augmentation du taux de MCP.

-La rigidité en phase II décroît avec l'augmentation du taux de MCP ce qui est synonyme de la dégradation de l'interaction matrice textile avec le taux de mcp.

-La rupture des TRC-MCP survient par rupture du textile au milieu des éprouvettes, cependant à un taux de mcp critique  $\approx 15\%$  la rupture survient par délaminage entre couche de renfort due à la dégradation de la résistance au cisaillement entre couches de textile due au fort taux de mcp (figure 4).

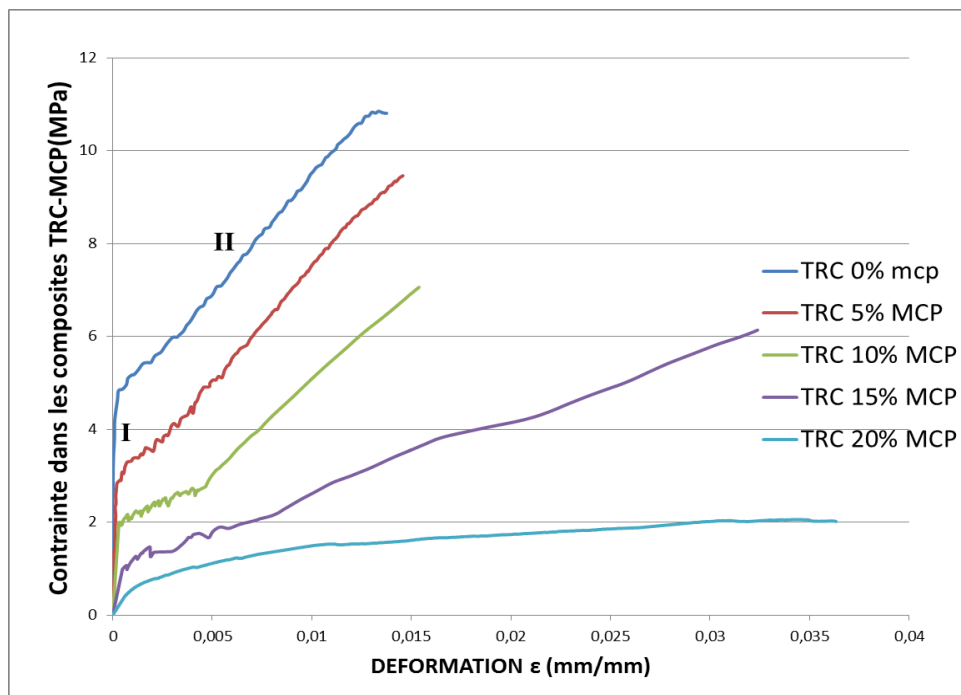
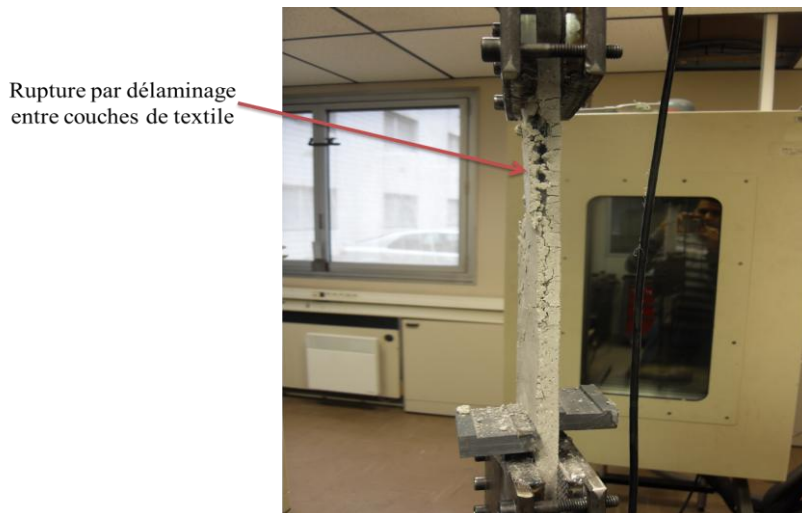


Figure 3 résultats test de traction sur composites en TRC-MCP



**Figure 4** Mode de rupture mortier 15% mcp

#### 4. Conclusion

La présente étude a enrichi l'état de l'art sur l'évolution des caractéristiques mécaniques de mortier à matrices cimentaire après incorporation de mcp.

Il a été démontré que l'ajout de mcp dans le mortier contribue à la dégradation de ces performances mécanique.

Il a également été démontré que l'état du mpc (solide ou liquide à l'intérieur de la microcapsule) peut jouer sur les performances mécaniques des mortiers-mcp. En effet l'expansion de volume du mcp suite au changement de phase peut induire des contraintes internes pouvant mener à la multifissuration des mortier-mcp.

L'incorporation de renfort textile dans les matrices en mortiers-mcp contribue au renforcement des caractéristiques mécaniques des mortiers-mcp en termes de contrainte limite de rupture et déformation à la rupture en traction, cependant un taux de renfort critique ( $\approx 15\%$ ) peut entraîner une rupture par délaminage entre couches de textiles.

#### 5. References

- [1] RILEM Technical Committee (Wolfgang Brameshuber) Recommendation of RILEM TC 232-TDT: test methods and design of textile reinforced concrete in *Materials and structures* 2016; 49 p4923-4927.
- [2] M Pomnianski P heiselberg R Jensen R Cheng Y Zhang A new experimental method to determine specific heat capacity of inhomogeneous concrete material with incorporated microencapsulated -PCM in Cement and concrete research 55(2014) 22-34.
- [3] C. Castellón A. Castell M. Medrano I. Martorell L. F. Cabeza Experimental Study of PCM Inclusion in Different Building Envelopes *Journal of Solar Energy Engineering* 131, 2009
- [4] M. Hunger , A.G. Entrop, I. Mandilaras , H.J.H. Brouwers , M. Founti The behavior of self-compacting concrete containing micro-encapsulated phase change *Materials in Cement & Concrete Composites* 31 (2009) 731-743
- [5] H-B Yang, T C. Liu, J-C Chern and M H Lee Mechanical properties of concrete containing phase-change material ,*Journal of the Chinese Institute of Engineers* ,2016

---

# Effet de l'hydratation et du rapport E/C sur les paramètres de la rugosité de surface de pâtes cimentaires

<sup>1</sup>Safiullah Omary, <sup>1</sup>Calypso Chadfeau, <sup>1</sup>Essia Belhaj, <sup>1</sup>Françoise Feugeas

<sup>1</sup> ICube, UMR CNRS 7357, INSA de Strasbourg, 24 Boulevard de la Victoire, 67084 Strasbourg, France,

[Safiullah.omary@insa-strasbourg.fr](mailto:Safiullah.omary@insa-strasbourg.fr); [calypso.chadfeau@insa-strasbourg.fr](mailto:calypso.chadfeau@insa-strasbourg.fr); [essia.belhaj@insa-strasbourg.fr](mailto:essia.belhaj@insa-strasbourg.fr); [francoise.feugeas@insa-strasbourg.fr](mailto:francoise.feugeas@insa-strasbourg.fr)

---

## RÉSUMÉ

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet national à Fond Unique Interministériel, nommé ERGOFORM (ERGOnomic FORMwork - Système de coffrage auto-stable diminuant la pénibilité de chantier), qui vise à mettre au point un procédé de coffrage innovant.

Quatre pâtes de ciment ont été élaborées avec des rapports Eau sur Ciment (E/C) de respectivement 0,30, 0,35, 0,40 et 0,45. L'évolution des propriétés physiques et mécaniques des pâtes de ciment ont été mesurées : la porosité accessible à l'eau sous vide, les résistances à la compression et en flexion trois points. L'évolution des paramètres de rugosité en fonction du temps de cure a été analysée par microscopie interférométrique et microscopie électronique à balayage environnemental (MEB-E).

Les résultats expérimentaux montrent que l'augmentation du dosage en ciment diminue la porosité accessible à l'eau et améliore les propriétés mécaniques à 24h (après décoffrage nommé  $T_0$ ). L'évolution de la porosité en fonction du temps de cure montre une augmentation se stabilisant après 4 jours d'immersion dans l'eau pour les pâtes cimentaires de rapports E/C de 0,40 et de 0,45 (Groupe 2). En revanche, cette augmentation se prolonge légèrement pour les pâtes de ciment 0,30 et 0,35 (Groupe 1). Par ailleurs, l'évolution des paramètres de rugosité est fonction du dosage en ciment. En effet, les analyses microscopiques et par diffraction des rayons X mettent en évidence une diminution de la quantité des pores en surface, mais aussi l'évolution des paramètres de rugosité par un changement de sa morphologie et la formation de portlandite même après 2 heures de cure normalisée.

## ABSTRACT

The experimental study is part of the national project ERGOnomic FORMwork (Self-Stable Formwork System Reducing Site Difficulty) named ERGOFORM, which aims to develop an innovative formwork process for construction field.

Four cement pastes were provided with different water-to-cement ratio (W/C), respectively, 0.30, 0.35, 0.40 and 0.45. The evolution of physical and mechanical properties of cement pastes was measured through water porosity under vacuum, compressive strength and flexural strength. The variation of the roughness parameters was performed by the interferometry microscope. The environmental scanning electron microscopy (E-SEM) was used to analyze the evolution of the surface morphology.

The experimental results show that the increase of cement quantity decreases the water porosity and improves the mechanical properties of studied mix designs at 24 hours (after stripping, called  $T_0$ ). The evolution of porosity versus curing time shows that the variation stabilizes after 4 days of immersion in water for the ratio W/C 0.40 and 0.45, named G2 (Group 2). On the other hand, this variation slightly continued for cement pastes 0.30 and 0.35, named G1 (Group 1). Moreover, the evolution of roughness parameters is dependent on cement quantity in mix design. Indeed, the MEB coupling EDX and X-ray diffraction analyzes reveal a decrease in the amount of surface pores, but also the evolution of the roughness parameters by a change in its morphology and the formation of portlandite even after 2 hours of standardized cure.

**MOTS-CLÉS :** Pâte de ciment, rapport E/C, propriétés physique et mécaniques, rugosité.

**KEYWORDS :** Cement paste, W/C ratio, physical and mechanical properties, roughness.

---

## 1. Introduction

Les matériaux cimentaires sont couramment utilisés dans le domaine du génie civil. De nombreux progrès ont été apportés au cours de ces dernières années, en particulier grâce aux études concernant le ciment.

L'une des phases principales du ciment est le clinker. Il est présent dans les ciments à des proportions qui varient de 5 à 95% selon le type de ciment. Le clinker est composé de phases inorganiques complexes : deux phases de silicates et de deux phases d'aluminates de calcium. Les phases silicates se composent d'alite (silicate tricalcique), et de bélite (silicate bicalcique), le pourcentage de ces deux phases est environ respectivement de 60 et de 15%. Les silicates tricalciques et dicalciques sont respectivement désignés  $C_3S$  ( $Ca_3SiO_5$ ) et  $C_2S$  ( $Ca_2SiO_4$ ). Les aluminates sont composés d'aluminate tricalcique ( $C_3A=Ca_3Al_2O_6$ , environ 7%) et d'aluminoferrites ( $C_4AF=Ca_4Al_2Fe_2O_{10}$  environ 8%) [PPC 17]. Ce travail a été réalisé avec un ciment CEMII contenant 67% de clinker, 31% de laitier de haut fourneau et 2% de constituants secondaires. Le clinker est de 57% de  $C_3S$ , 7% de  $C_3A$  et 10% de  $C_4AF$ .

En présence d'eau, les différentes phases du ciment jouent des rôles différents dans le mécanisme d'hydratation et de durcissement de pâte cimentaire. La réaction intervient à différents moments de l'hydratation et tend à former différentes phases solides par rapport à leur taux d'hydratation respectif. Par ailleurs, la distribution de ces phases solides est principalement dépendante de la composition du clinker, de la quantité totale de sulfate (additifs de gypse) et de la durée d'hydratation. Tang et al. [SWT 16] ont notamment souligné que le mécanisme d'hydratation est fonction de différents paramètres tels que le rapport E/C, la température de cure, le taux de substitution de ciment par les cendres volantes, les laitiers et la fumée de silice.

L'hydratation d'un ciment donne progressivement les produits d'hydratation : des hydrates formant le gel de C-S-H et des hydrates cristallins (la portlandite  $Ca(OH)_2$  et des sulfo et ferroaluminates hydratés). La forte variabilité de la morphologie des produits d'hydratation est une des principales raisons de la complexité des réactions cimentaires. De plus, la morphologie de ces phases hydratées dépend fortement des conditions de cure qui existent pendant l'hydratation, la structure cristalline, la température de cure et l'espace disponible pour la formation des phases [PWA 17, DAL 93]. Salvador et al. [RPS 16] ont souligné que la procédure de mélange affecte fortement la matrice microstructurale. Par ailleurs, l'effet de rapport E/C sur la porosité et la rugosité de la surface a été rapporté par Ficker et al. [TFI 11].

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet « ERGOFORM », (ERGOnomic FORMwork - Système de coffrage auto-stable diminuant la pénibilité de chantier), qui vise à mettre au point un procédé de coffrage innovant. Dans ce contexte, une meilleure compréhension de la qualité du parement obtenu en fonction du type de surface coffrante est nécessaire. Lorsque le béton est décoffré (24 h après coulage), sa surface de parement continue d'évoluer en fonction du degré d'hydratation des constituants du ciment et des conditions environnementales. Le but de cette étude est d'analyser l'effet de l'hydratation et du rapport E/C sur les paramètres de rugosité de surface d'une pâte cimentaire de ciment CEMII.

## 2. Matériaux et méthodes expérimentales

Un ciment de type CEM II /BS 42.5 N, a été utilisé pour l'élaboration de quatre pâtes de ciment en faisant varier le dosage en ciment (0,30, 0,35, 0,40, et 0,45). La composition chimique du ciment utilisé est donnée dans le Tableau 1.

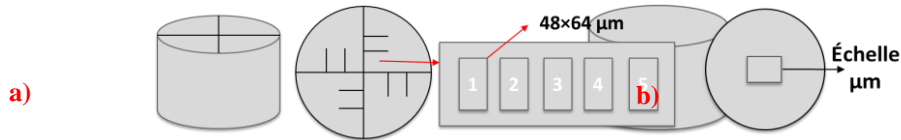
**Tableau 1.** Composition chimique du ciment utilisé.

Composition chimique (% massique)														
PAF	INS	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	S	Cl	CO <sub>2</sub>	CaO <sub>Free</sub>	Na <sub>2</sub> O <sub>act.</sub>
0,6	0,4	24,1	6,2	2,4	54,6	5,5	3	0,88	0,31	0,27	0,04	0,4	1,4	0,76
Constituants (%)						Composition du clinker			Régulateurs de prise					
Clinker	Laitier Haut Fourneau	Constituants secondaires				C <sub>3</sub> A	C <sub>3</sub> S	C <sub>4</sub> AF	Gypse	Anhydres				
67	31	2				7	57	10	0	4,1				

L'évolution des propriétés physiques et mécaniques a été mesurée après décoffrage (24 heures après coulage : temps  $T_0$ ) et à 4, 7, 14 et 28 jours. La norme française NF P 18-459 a été appliquée pour déterminer la masse volumique et la porosité des pâtes à l'état durci. Les essais de résistance à la compression et à la flexion trois points ont été réalisés à l'aide d'une presse servo-hydraulique 3R, en imposant une vitesse de chargement,

respectivement de 0,5 et 0,05MPa/s. Les éprouvettes sont de forme prismatique 40×40×160 mm stockées dans l'eau à 20<sup>±2</sup> °C.

Les paramètres de rugosité sont déterminés avec un microscope interférométrique Bruker Contour GT-K® avec un objectif de ×50 et une lumière verte dont la résolution latérale est de 2,2 μm et la résolution verticale est de 5 nm. La surface analysée est une surface qui était en contact avec le coffrage polystyrène, sans traitement (polissage), présente les dimensions 64×48 μm illustré dans la **Figure 1a**. Pour chaque zone 5 mesures ont été réalisées (1, 2, 3, 4 et 5), où, sur un même échantillon, 40 mesures ont été effectuées pour l'analyse des paramètres de rugosité.



**Figure 1.** échantillon pour le microscope interférométrique (a) et MEB (b).

Des observations MEB et des analyses EDX ont été effectuées à l'aide d'un microscope électronique à balayage environnemental de type PHILIPS XL 30 ESEM en mode vide partiel et électrons rétrodiffusés sous une tension de l'ordre de 20KV. Les éprouvettes se présentent sous forme cylindrique φ20×18 mm (**Figure 1b**).

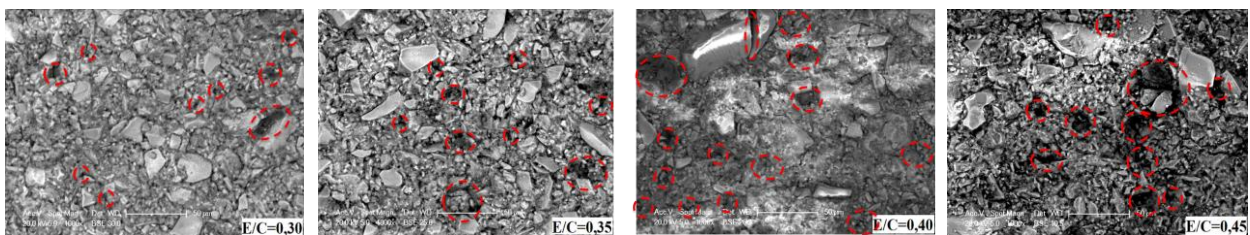
### 3. Résultats expérimentaux

Les résultats obtenus après décoffrage (nommé T0 égal à 24h) ont été regroupés dans le Tableau 2. On remarque que la masse volumique diminue avec l'augmentation du dosage en ciment qui est liée à la diminution de la porosité accessible à l'eau. Par ailleurs, les propriétés mécaniques montrent une amélioration avec la diminution du rapport E/C, ces résultats sont cohérents par rapport à la littérature [SCA 00, IYU 03 & EGU 04].

**Tableau 2.** Les propriétés physiques et mécaniques des pâtes après décoffrage.

E/C	Masse vol. : $\rho_a$ (g/cm <sup>3</sup> )	Porosité : n (%)	Rés. à la compression : $f_{cm}$ (Mpa)	Rés. à la flexion : $f_x$ (Mpa)
0,30	2,17 <sup>±0,01</sup>	42,0 <sup>±0,2</sup>	23,3 <sup>±0,6</sup>	4,4 <sup>±0,2</sup>
0,35	2,05 <sup>±0,01</sup>	45,6 <sup>±0,4</sup>	18,2 <sup>±0,3</sup>	3,7 <sup>±0,1</sup>
0,40	1,90 <sup>±0,01</sup>	49,5 <sup>±0,2</sup>	11,0 <sup>±0,3</sup>	3,0 <sup>±0,1</sup>
0,45	1,80 <sup>±0,01</sup>	52,2 <sup>±0,3</sup>	8,7 <sup>±0,2</sup>	2,5 <sup>±0,2</sup>

L'effet du rapport E/C sur l'amélioration des propriétés physiques et mécaniques sont corroborées par les images MEB de la surface des échantillons (**Figure 2**). Elles montrent que la quantité et les tailles des pores augmentent avec l'augmentation de rapport E/C, ainsi que Bentz *et al.* et Chen l'ont montré [DPB 99 & WCH 11].



**Figure 2.** images MEB des pâtes cimentaires après décoffrage. (T<sub>0</sub>) pour les quatre rapport E/C.

L'évolution de la porosité (n), de la résistance à la compression ( $f_{cm}$ ) et de celle à la flexion ( $f_x$ ) sont représentées graphiquement dans la **Figure 3**. Les résultats expérimentaux montrent que les propriétés physiques et mécaniques sont proportionnellement liées au rapport E/C. Une augmentation du rapport E/C de 0,30 à 0,45 conduisant à une augmentation de la porosité d'environ 12 %. Par ailleurs, la porosité diminue en fonction du temps de cure. De plus, on peut remarquer que l'évolution est plus significative au cours des 4 premiers jours ce qui peut s'expliquer par la présence de grains non-hydratés à T<sub>0</sub>, en quantité importante. Après cette période, on observe une stabilisation pour les mélanges avec des rapports E/C de 0,40 et 0,45 (nommé Groupe 1, G1) ce qui est moins le cas pour les deux autres mélanges (G2). L'évolution des propriétés mécaniques étudiées est en bon accord avec les remarques concernant l'évolution de la porosité. On peut souligner que la résistance à la compression et à la flexion sont dépendants de la phase hydratée et du rapport E/C [SCA 00, IYU 03 & EGU 04].



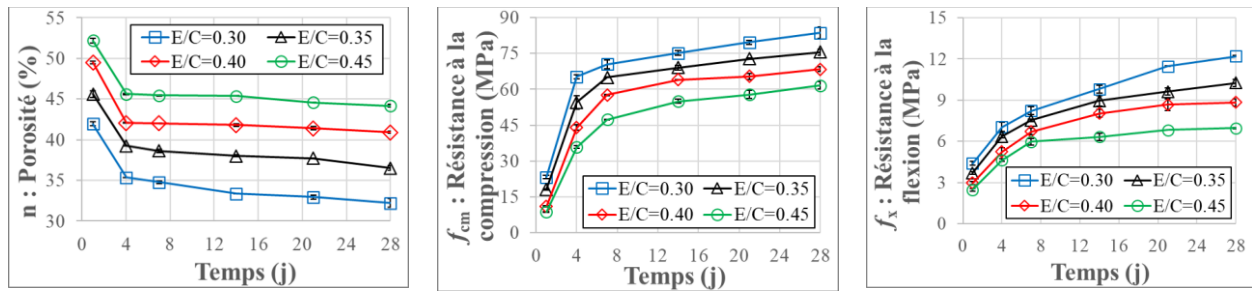


Figure 3. l'évolution des propriétés physiques et mécaniques en fonction de la durée de cure normalisé.

Des analyses de MEB (Figure 4) montrent l'évolution de la porosité de surface des échantillons de rapport E/C= 0,30. On peut noter que la morphologie de la surface change et que la quantité des pores diminue déjà après 3 heures de cure normalisée. Certains pores de surface ont été entourés par rouge sur les images MEB à  $T_0$  et celle après 3 heures d'immersion dans l'eau, qui ne sont pas visible sur l'image après 28 jours de cure normalisée.

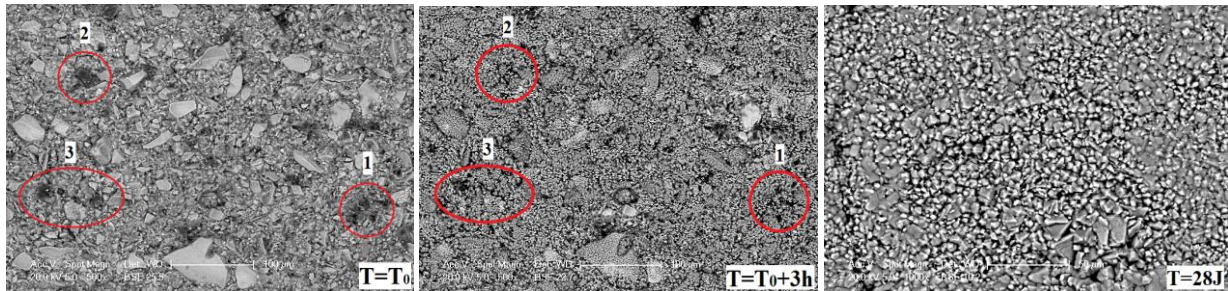


Figure 4. changement morphologique à  $T_0$ , après 3 heures et 28 jours pour E/C=0,30 immergé dans l'eau. Les zones entourées de rouge présentent les pores sur la surface de l'échantillon.

L'évolution des paramètres de rugosité ( $S_a$  : Hauteur moyenne arithmétique et  $S_z$  : Hauteur maximale) est présentée dans la Figure 5. Tout d'abord, à  $T_0$  on peut voir que  $S_a$  et  $S_z$  diminuent avec l'augmentation du rapport E/C. De plus, pendant les 24 premières heures une évolution similaire des paramètres est assez notable, quel que soit le dosage en ciment. D'autre part, après 24h de cure, cette évolution se stabilise pour le deuxième groupe, G2, contrairement au groupe G1 (0,30 et 0,35). La stabilisation des paramètres de rugosité pour G2 est due à la stabilisation de l'hydratation en surface, cette dernière peut être corrélée avec la stabilisation de la porosité totale des échantillons (Figure 3). On peut souligner que l'évolution de  $S_a$  et  $S_z$  dépendent du rapport E/C. Les analyses MEB valident que le changement morphologique de surface est significatif pendant les premières 24 heures d'immersion dans l'eau, au-delà, il se stabilise légèrement pour G2. Les analyses semi-quantitatives par EDX montrent que la quantité de calcium (Ca) augmente et que celle en silicium (Si) diminue en surface. Cela est lié à la création de la portlandite en surface des échantillons. Ce résultat est en accord avec l'étude de Huang et al. [HHU 13], les auteurs ont souligné le rôle signifiant de CH pour la réparation des micro-fissures d'une surface de pâte cimentaire.

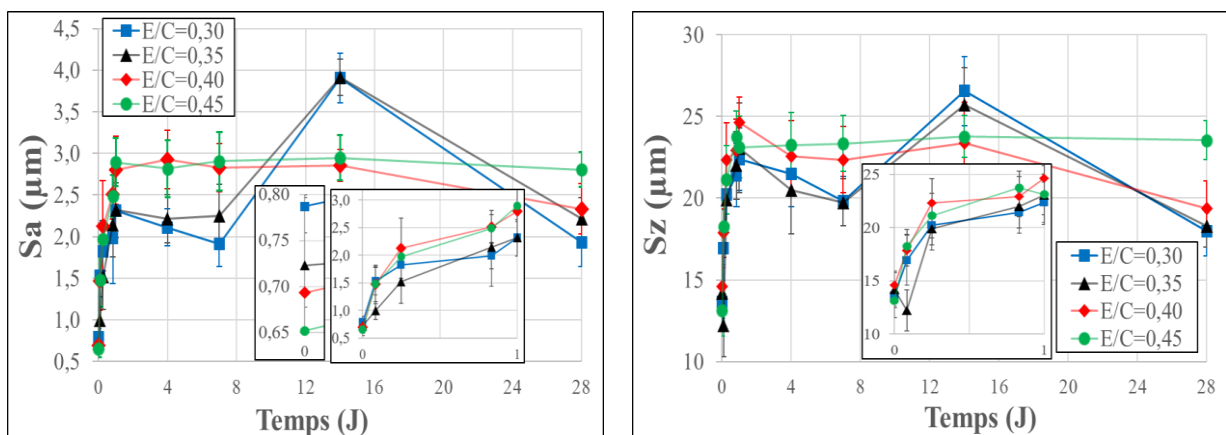


Figure 5. évolution des paramètres de rugosité ( $S_a$  et  $S_z$ ) au cours de temps d'immersion dans l'eau.

#### 4. Conclusion

Ce travail présente l'effet du dosage en ciment sur les propriétés physiques et mécaniques de pâtes de ciment CEMII immédiatement après décoffrage et après différents temps de cure normalisée. De plus, des analyses de surfaces ont été effectuées en fonction des temps de cures pour ces différents types d'échantillons. L'évolution des certains paramètres de rugosité ( $S_a$  et  $S_z$ ) a ainsi pu être mise en évidence en liaison avec la formation d'hydrates.

La masse volumique, la porosité accessible à l'eau, la résistance à la compression et à la flexion sont dépendants du rapport E/C. Les propriétés étudiées s'améliorent proportionnellement avec l'augmentation du dosage en ciment. En ce qui concerne les paramètres  $S_a$  et  $S_z$  de rugosité, leurs valeurs sont identiques (à l'incertitude de valeur près) pour les rapports E/C de 0,30 à 0,40 et légèrement supérieures pour E/C de 0,45 à 28 jours.

La porosité se stabilise après 4 jours pour le groupe G2 (rapports E/C de 0,40 et 0,45), par contre, cette dernière continue de chuter pour le groupe G1 (rapports E/C de 0,30 et 0,35). Les analyses MEB montrent que l'amélioration des propriétés physiques et mécaniques est liée à une diminution de la quantité de pores visibles en surface, liée aux changements morphologiques observés et à l'évolution des paramètres de rugosité de surface.

#### 5. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier les responsables du projet ERGOFORM pour le soutien financier.

#### 6. Bibliographie

- [DAL 93] David A. Lange, Hamlin M. Jennings, Surendra P. Shah, « Relationship between Fracture Surface Roughness and Fracture Behavior of Cement Paste and Mortar », *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 76, 1993, p. 589–597.
- [DPB 99] Dale P. Bentz, Edward J. Garboczi, Claus J. Haecker. « Effects of cement particle size distribution on performance properties of Portland cement-based materials », *Cement and concrete research*, 1999, vol. 29, no 10, p. 1663-1671.
- [EGU 04] Emmanuel Guillon, « Durabilité des matériaux cimentaires - Modélisation de l'influence des équilibres physico-chimiques sur la microstructure et les propriétés mécaniques résiduelles », *ENS Cachan/CNRS/Université Paris 6*, thèse doctorat, 2004.
- [IYU 03] Ismail Yurtdas, « Couplage comportement mécanique et dessiccation des matériaux a matrice cimentaire : Etude expérimentale sur mortiers », *Ecole Centrale de Lille*, thèse doctorat, 2003.
- [HHU 13] Haoliang Huang, Guang Ye, Denis Damidot, « Characterization and quantification of self-healing behaviors of micro-cracks due to further hydration in cement paste », *Cement and Concrete Research*, vol. 52, 2013, p. 71–81.
- [PCC 17] PORTLAND CEMENT CLINKER - OVERVIEW, *Understanding Cement, Portland clinker ciment - aperçu*, <https://www.understanding-cement.com/clinker.html#>, 2017.
- [PWA 17] Peiming Wang, Nan Li, Linglin Xu, « Hydration evolution and compressive strength of calcium sulphoaluminate cement constantly cured over the temperature range of 0 to 80 °C », *Cement and Concrete Research*, vol. 100, 2017, p. 203–213.
- [RPS 16] Renan P. Salvador, Sergio H.P. Cavalaro, Miguel Cano, Antonio D. Figueiredo, « Influence of spraying on the early hydration of accelerated cement pastes », *Cement and Concrete Research*, vol. 88, 2016, p. 7–19.
- [SCA 00] S. Caré, R. Linder, V. Baroghel-Bouny, F. de larrard, Y. Charonnat, « effet des additions minérales sur les propriétés d'usage des bétons plan d'expérience et analyse statistique », *Lab. Central des Ponts et Chaussées*, ISSN 1161-028X, 2000.
- [SWT 14] S.W. Tang, Z.J. Li, H.Y. Shao, E. Chen, « Characterization of early-age hydration process of cement pastes based on impedance measurement », *Construction and Building Materials*, vol. 68, 2014, p. 491–500.
- [TFI 11] T. Ficker, D. Martisek, H. M. Jennings, « Surface Roughness and Porosity of Hydrated Cement Pastes », *Acta Polytechnica*, vol. 51, 2011, n° 3.
- [WCH 11] Wei Chen, « Etude expérimentale de la perméabilité du béton sous conditions thermiques et hydriques variables », *Lab. de mécanique de Lille/Ecole Doctorale SPI 072*, thèse doctorat, 2011.



---

# Effet du broyage sur l'amélioration des Propriétés mécaniques des mortiers

Didouche zahia<sup>1</sup>, El-Hadj Kadri<sup>2</sup>, Ezziane Karim<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Université Hassiba Ben Bouali, Chlef, Algérie , [Z.didouche@univ-chlef.dz](mailto:Z.didouche@univ-chlef.dz)

<sup>2</sup> Université Cergy Pontoise, Neuville , France, [el-hadj.kadri@u-cergy.fr](mailto:el-hadj.kadri@u-cergy.fr).

<sup>3</sup> Université Hassiba Ben Bouali, Chlef, Algérie , [ezzianek@yahoo.fr](mailto:ezzianek@yahoo.fr)

---

*RÉSUMÉ. La résistance à la compression du mortier dépend de la microstructure de la pâte de ciment .le dégagement de la chaleur d'hydratation dans le béton au jeune âge est un facteur très important pour l'évaluation de certaines propriétés du matériau notamment la résistance mécanique. Cette dernière est très influencée par la surface spécifique du ciment utilisé L'objectif de notre travail est d'analyser le comportement calorimétrique et mécanique d'un mortier en utilisant différentes finesses de ciment .*

*ABSTRACT. The compressive strength of the mortar depends on the microstructure of the cement paste. The release of the hydration heat in the concrete at early age is a very important factor for the evaluation of certain properties of the material, in particular the mechanical strength. The latter is very influenced by the specific surface of the cement used.*

*The purpose of our work is to evaluate the calorimetric and mechanical behaviour of a mortar using different fineness.*

*MOTS-CLÉS : mortier, finesse, chaleur d'hydratation, résistance mécanique.*

*KEY WORDS: mortar, fineness , hydration heat, mechanical strength.*

---

## 1. Introduction

A l'état frais, la présence des additions minérales modifie la structure du squelette granulaire et les frictions entre les composants solides dans la phase liquide. Certaines additions peuvent réagir chimiquement en milieu cimentaires pour former de nouveaux produits hydratés qui présentent un caractère liant supplémentaire.

La petite taille des particules du filler calcaire comble les vides interstitiels et augmente la densité de la matière. Par conséquent, l'eau attrapée dans les pores granulaires est libérée ce qui augmente la compacité de la pâte, améliore l'ouvrabilité et diminue la demande en eau [Yahia et al., Bonavetti et al, Menendez et al.]. D'autre part une augmentation de la finesse offre une ouvrabilité satisfaisante car le clincker adhère mieux au calcaire et la demande en eau diminue par rapport à celle d'un ciment portland pure [Tsivilis et al.]. Aussi la composition chimique d'un ciment est le facteur le plus important qui influence l'hydratation [Lin et Meyer ]. L'utilisation des fillers augmente le taux d'hydratation [Soroka et Stern]. Le calcaire favorise la cristallisation des monocarbonates plus que les monosulfates et stabilise indirectement l'ettringite [ Lothenbach et al.]. Il intervient lors de l'hydratation des C3A pour former carboaluminate et retarde la transformation d'ettringite en monosulfoaluminate, il constitue des sites de nucléation pour les cristaux de l'hydroxyde de calcium au jeune âge de l'hydratation [Mounanga et al, Menendez et al.].

En outre un ciment fin possède une grande surface spécifique avec une large surface de contact avec l'eau ce qui augmente le taux d'hydratation, ainsi les produits hydratés seront de faible épaisseur autour des particules de ciment anhydre et causent une élévation du degré d'hydratation [Lin et Meyer].

Il est connu que les résistances mécaniques d'un ciment sont le résultat de la réaction d'hydratation entre les grains de ciment et l'eau.

Le ciment fin s'hydrate plus rapidement et génère beaucoup de chaleur. Ce dernier possède une large surface de contact avec l'eau ce qui augmente le taux d'hydratation [ Regourd ], ainsi les produits hydratés seront de faible épaisseur autour des particules de ciment anhydre et causent une élévation du degré

d'hydratation [Lin et Meyer ]. D'après Mccurdy et Erno, la vitesse d'hydratation des silicates tricalciques est proportionnelle à la surface du solide dans l'étape initiale de l'hydratation. Cependant l'accélération de l'hydratation des  $C_3S$  contribue au développement de la résistance au jeune âge [Menendez et al.]. La formation des cristaux de silicate monocalcique hydratés C-S-H, et leur fixation entre eux et aux granulats, confèrent au béton sa résistance [ Regourd ].

L'objectif de ce travail est d'analyser l'effet du broyage sur le dégagement de chaleur et le développement des résistances mécaniques des mortiers à base de ciment composé au calcaire à deux finesses différentes.

## 2. Méthode expérimentale

### 2.1. Matériaux utilisés

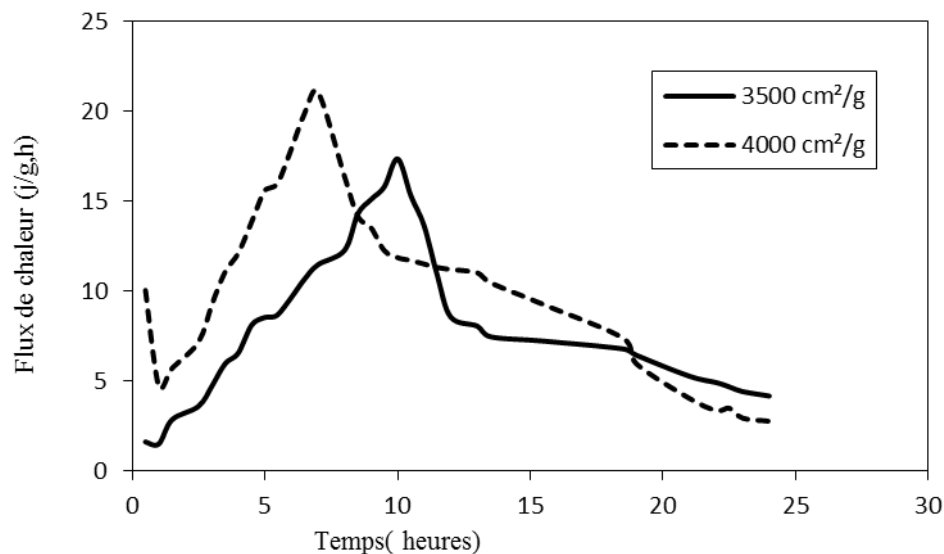
Le ciment utilisé dans ce travail est un ciment portland composé (CEM II/42.5) contenant 12% de calcaire d'une finesse 3500 ( $cm^2/g$ ) broyé pour obtenir un ciment de finesse égale à 4000 ( $cm^2/g$ ).

Le flux de chaleur et la résistance mécanique des mortiers confectionnés avec deux types de finesse ont été enregistrés.

## 3. Présentation et Discussion des résultats

### 3.1. Flux de chaleur

En augmentant la finesse de 3500 à 4000  $cm^2/g$  accélère l'apparition du second pic exothermique du flux de chaleur de 3 heures, ce pic est enregistré à 7h avec une magnitude qui croit jusqu'à 21.07  $j/g.h$  .Par conséquent le temps de la période dormante est nettement raccourci (figure 1).



**Figure I.** Effet de la finesse sur le flux de chaleur d'un mortier à base de ciment composé au calcaire.

Cette modification de la cinétique est liée à la présence d'une grande surface libre à l'action de l'eau que offre le ciment fin ce qui augmente le degré d'hydratation et la quantité de chaleur dégagée et accélère la formation des hydrates. Ce résultat est similaire au résultat de recherche de [ Hanifi et al. , Rahhal et Talero ], qui ont déclaré que les ciments les plus fins s'hydratent rapidement et génèrent une grande quantité de chaleur dans un temps court.

### 3.2. Résistance mécanique

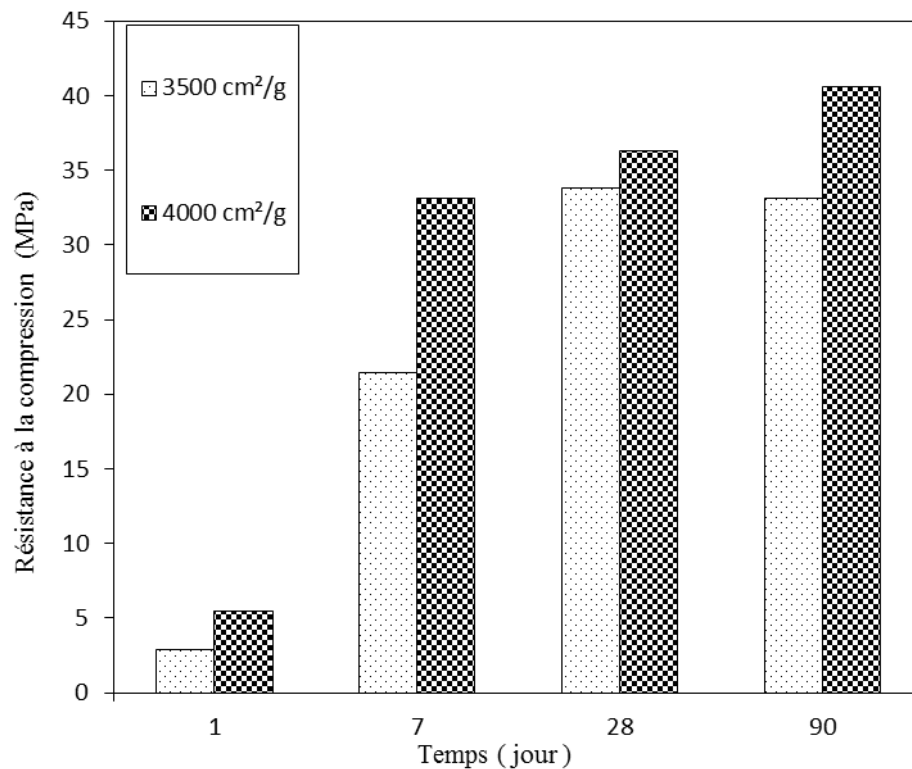
De la figures 2, On observe que dès le premier jour et jusqu'à 90 , le mortier à base de ciment fin développe une résistance à la compression meilleure que celle du mortier à base de ciment à gros grains.

A 7 jours, le ciment fin développe une résistance mécanique égale à 33.10 MPa similaire à celle développée à 28 jours pour le ciment de finesse 3500 cm<sup>2</sup>/g. Cette valeur croit pour atteindre 41 MPa à 90 jours pour le ciment le plus fin.

Cette amélioration des résistances est liée à l'hydratation rapide des ciments fins ce qui accélère la formation des hydrates qui offrent à la matrice cimentaire sa résistance mécanique à la compression.

D'autre part une augmentation de la finesse densifie la pâte cimentaire en diminuant sa porosité par conséquent les résistances mécaniques s'améliorent.

Le développement de la résistance au jeune âge justifie l'accélération de l'hydratation et le taux de chaleur élevé signalé au jeune âge. Ceci est compatible aux travaux de recherches de [ Hanifi et Huseyin , SEMSI et HASAN ], où l'augmentation de la finesse a amélioré les résistances à la compression.



**Figure II :** Effet de la finesse du ciment sur la résistance mécanique des mortiers.

### 4. Conclusion

D'après les résultats obtenus nous pouvons conclure que le broyage a un effet bénéfique sur l'amélioration des propriétés mécaniques du ciment. L'augmentation de la finesse améliore la réactivité du clinker par conséquent une meilleure résistance à la compression est obtenue.

Ainsi nous pouvons déduire que le flux de chaleur est d'une importance capitale pour évaluer l'efficacité du type de ciment et son effet sur le comportement mécanique.

## Bibliographie

- [ YAH 2005 ] Yahia A., Tanimura M., Shimoyama Y. , *Réological properties of highly flowable mortar containing limestone filler-effect of powder content and w/c ratio* ,cement and concrete research, vol 35 ,2005,pp. 532-539.
- [ BON 2000 ] Bonavetti V., Donza H., Rahhal V., Irassar E., *Influence of initial curing on the properties of concrete containing limestone blended cement* ,cement and concrete research ,vol 30, 2000,pp. 703-708.
- [ BIN 2007 ] Binici Hanifi, Aksogan Orhan; Ismail H; Cagatay; Tokyay Mustafa; Emsen Engin, *The effect of particle size distribution on the properties of blended cement incorporating GGBFS and natural pozzolan (NP)*, Powder Technology, vol 177 , 2007, 140–147.
- [ BINIC 2007 ] Binici Hanifi, Huseyin Temiz, Mehmet M. Kose, *The effect of fineness on the properties of the blended cements incorporating ground granulated blast furnace slag and ground basaltic pumice*, Construction and Building Materials, 21 , 2007,1122–1128.
- [ LIN 2009 ] Lin F., Meyer C., *Hydration kinetics modeling of Portland cement considering the effects of curing temperature and applied pressure*, cement and concrete research , vol 39 ,2009,pp. 255–265.
- [ LOTH 2008 ] Lothenbach B., Le Saout G., Gallucci E., Scrivener K., *Influence of limestone on the hydration of Portland cements*, Cement and Concrete Research, vol 38, 2008, pp. 848–860.
- [ MENE 2001 ] Menendez G., Bonavetti V., Irassar EF., *Strength development of ternary blended cement with limestone filler and blast-furnace slag*, Cement and Concrete Composition, vol 25, 2001,pp. 61–67.
- [ MOUN 2011 ] Mounanga P. , Irfan M. , Khokhar A. , Elhachem Rana loukili A. , *Improvement of the early-age reactivity of fly ash and blast furnace slag cementations systems using limestone filler* ,materials and structures ,vol 44 ,2011,pp. 437 – 453.
- [ MCCUR 1971 ] Mccurdy K. G, Erno B. P, *Influence of Surface Area Variation on the Kinetics of Hydration of tricalcium Silicate*, Department of Chemistry, University of Lerhbridge, Lerhbridge, Alberra , 7 June1971.
- [ REG 1982 ] Regourd M, *Hydratation du ciment portland*, in, Le béton hydraulique, sous la direction de Jacques baron, Raymond Sauterey, Presse de l'ENPC, Paris, 1982, pp.193-221.
- [ RAH 2011 ] Rahhal V. F, Irassar E. F, Trezza M. A, Bonavetti V. L, *Calorimetric characterization of Portland limestone cement produced by intergrinding* , J Therm Anal Calorim, 2011, pp. 1575-1583.
- [ SOR1976 ] Soroka I., Stern N., *Calcareous fillers and the compressive strength of Portland cement*, cement and concrete research, vol 6,1976,pp. 367-376.
- [ SEM 2012 ] SEMSI YAZICI et HASAN SAHAN AREL , *Effects of fly ash fineness on the mechanical properties of concrete* , Sadhana, Indian Academy of Sciences,Vol. 37, Part 3, June 2012, pp. 389–403.
- [ TSIV 1999 ] Tsivilis S., Chaniotakis E., Badogiannis E., Pahoulasa G., Ilias A. , *A study on the parameters affecting the properties of Portland limestone cements*, Cement and Concrete Composites, vol 21,1999, pp.107–116.

---

# Etude d'impact de la forme des granulats sur les paramètres du modèle d'empilement compressible

Mokrane BALA<sup>1</sup>, Rachid ZENTAR<sup>2</sup>, Pascal BOUSTINGORRY<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Institut Mines Telecom Lille-Douai, LGCgE-GCE, 764 bd Lahure, BP 10838, 59508 Douai, France.  
mokrane.bala@imt-lille-douai.fr

<sup>2</sup>Institut Mines Telecom Lille-Douai, LGCgE-GCE, 764 bd Lahure, BP 10838, 59508 Douai, France.  
rachid.zentar@imt-lille-douai.fr

<sup>3</sup>CHRYSO France, 7 rue de l'Europe - Z.I. - 45300 Sermaises du Loiret, France.  
pascal.boustingorry@chryso.com

---

*RÉSUMÉ. Le béton hydraulique est, depuis son invention, le matériau de construction le plus utilisé au monde. Parmi ses constituants, les granulats occupent jusqu'à 75% du volume. Le volume restant étant constitué d'une pâte de ciment, cela engendre des quantités de ciment colossales et un bilan carbone lourd.*

*Les mélanges granulaires incorporés dans le béton peuvent se présenter sous une forme dense (cas d'un Béton à Haute Performance) à lâche. Des études récentes sur la compacité des granulats [1] ont conduit au développement du modèle d'empilement compressible (MEC) qui permet de calculer la compacité d'un mélange de deux ou plusieurs fractions granulaires à partir des compacités individuelles de ces fractions. L'optimisation de la compacité des mélanges granulaires permet non seulement de minimiser la quantité de ciment incorporée dans le béton, mais aussi d'améliorer sa performance et sa durabilité.*

*ABSTRACT. Since its invention, concrete has been the most widely used building material in the world. Among its constituents, the aggregates occupy up to 75% of the volume. The remaining volume is occupied by a cement paste, this generates colossal quantities of cement and a heavy carbon footprint.*

*The granular mixtures incorporated in the concrete may be dense (as for a high performance concrete) to loose. Recent studies on the packing density of aggregates [1] led to the development of the compressible packing model (CPM) that calculates the packing density of a granular mixture from the individual packing densities of its components. Optimization of the packing density of granular mixtures allows not only minimizes the quantity of cement incorporated in the concrete, but also enhances its performance and durability.*

*MOTS-CLÉS : Compacité, coefficients d'interaction, granulats roulés, granulats concassés.*

*KEY WORDS: Packing density, interaction coefficients, crushed aggregates, rolled aggregates.*

---

## 1. Introduction

Les structures granulaires sont omniprésentes dans la nature. Dans le domaine du génie civil, les granulats représentent une matière première indispensable offrant souvent le meilleur choix technico-économique. Ils peuvent être naturels, artificiels (sous-produit industriel) ou recyclés. Les granulats naturels sont d'origines alluvionnaires, ou issues des procédés de concassage (traitement mécanique). Ils sont désignés par leur plus petite et plus grande dimensions  $d$  et  $D$ . Dans ce travail, nous nous intéressons à la détermination des paramètres du MEC pour prédire la compacité maximale d'un mélange granulaire à partir des caractéristiques de ses constituants.

Plusieurs modèles ont été développés pour prédire la compacité d'un empilement granulaire. La mise en évidence des effets d'interaction entre les grains de différentes tailles, notamment par les travaux de Caquot (1937), a incité les chercheurs à étudier les classes granulaires deux-à-deux. Le modèle linéaire [2] a été raffiné pour construire le modèle d'empilement virtuel qui permettait de prédire les compacités virtuelles en faisant intervenir les proportions volumiques de chacune des classes granulaires ( $y_i$ ), leur compacité lorsqu'elles sont empilées isolément ( $\beta_i$ ) ainsi que les coefficients d'effet de paroi et d'effet de desserrement ( $a_{ij}$ ,  $b_{ji}$ ). La compacité virtuelle pour un mélange de  $n$  fractions granulaires où la classe ( $i$ ) est dominante, est donnée par la formule suivante [1] :

$$\gamma = \gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} y_j \left(1 - \beta_i + \beta_i b_{ij} \left(1 - \frac{1}{\beta_i}\right)\right) - \sum_{j=i+1}^n y_j \left(1 - a_{ij} \frac{\beta_i}{\beta_j}\right)} \quad [1]$$

Les coefficients d'interactions granulaires ont été calibrés sur des mélanges binaires [3]. Le coefficient d'effet de desserrement  $a_{12}$ , exercé par les particules fines (2) dans un empilement de gros grains dominants (1), et de l'effet de paroi  $b_{21}$  exercé par les gros grains sur les grains fins prépondérants sont donnés par ( $e$  étant l'indice des vides du mélange) [1] :

$$a_{12} = \beta_2 \left( \left. \frac{\partial e}{\partial y_2} \right|_{y_2=0} + \frac{1}{\beta_1} \right) \quad \text{et} \quad b_{21} = \frac{\frac{1}{\beta_2} - 1 - \left. \frac{\partial e}{\partial y_2} \right|_{y_2=1}}{\frac{1}{\beta_1} - 1} \quad [2]$$

Après étalonnage des coefficients  $a$  et  $b$  sur une série de données expérimentales, de Larrard [1] a proposé des formules simplifiées des coefficients d'interaction granulaire sous la forme suivante :

$$a_{i,j} = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^{1,02}} \quad \text{et} \quad b_{j,i} = 1 - \left(1 - \frac{d_i}{d_j}\right)^{1,5} \quad [3]$$

Une première tentative de prédiction des compacités réelles a été effectuée par le Modèle de Suspension Solide. Elle s'est avérée souffrir de deux défauts liés à la notion de viscosité et aux fonctions d'interactions granulaires [4]. Le Modèle d'Empilement Compressible [1] représente la dernière génération des modèles développés au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Ce modèle permet de prédire la compacité réelle d'un mélange de plusieurs classes à partir de la connaissance des compacités de chaque classe unidimensionnelle et de l'énergie de la mise en place. Cette dernière est introduite dans le MEC par l'intermédiaire du concept de l'indice de serrage  $K$ . La compacité réelle  $C$  d'un mélange de granulats est reliée à  $K$  par l'expression :

$$K = \sum_{i=1}^n K_i = \sum_{i=1}^n \frac{y_i / \beta_i}{\frac{1}{C} - \frac{1}{\beta_i}} \quad [4]$$

L'objectif du présent article est d'étudier l'influence de la forme des granulats (concassés et roulés) sur les paramètres du MEC et sur la compacité des granulats.

## 2. Méthodes, matériel et matériaux

Le travail est engagé sur deux typologies de grains : les granulats concassés et les roulés. Les classes granulaires s'étalent d'un sable 0/4 à un gravier 10/20. La taille, la forme et la rugosité des grains sont les trois paramètres principaux qui affectent la compacité et qui ont influencé notre choix. Les granulats concassés sont en provenance des carrières du Boulonnais (Nord Pas-de-Calais). Les granulats roulés sont en provenance de Chevrières (région Hauts-de-France) et de Decize (région Bourgogne-Franche-Comté).

Par ailleurs, plusieurs méthodes existent pour déterminer la compacité réelle qui diffèrent selon le moyen de mise en place des échantillons : piquage, vibration, ...etc. Dans cette étude, nous avons choisi le mode opératoire par la table à secousses, selon la méthode LPC N° 61 [5], qui présente l'avantage que l'énergie de serrage est constante et proportionnelle au nombre de choques appliqués à l'échantillon (indice de serrage de la méthode  $K=9$ ).

En ce qui concerne le programme expérimental, les compacités ont été mesurées sur des mélanges « concassé-concassé » et « roulé-roulé » afin de déterminer les compacités optimales qu'on peut atteindre avec chaque type de granulats sur des mélanges binaires. Une combinaison entre un sable et un gros gravier a été analysée. En considérant le diamètre nominal maximal de chaque classe, on a fixé le rapport des tailles (Rapport  $D_1/D_2 = 5$ ) et on a mis en exercice l'effet de la forme des grains sur la compacité. D'autres combinaisons de mélanges binaires impliquant un gravier 4/10 ont été testées. Par ailleurs, la variation des proportions d'une classe granulaire dans le mélange binaire s'élève à 5% dans les parties extrêmes de la courbe du mélange afin de mesurer l'impact des effets d'interactions granulaires qu'on a vu précédemment.

### 3. Résultats obtenus

Les principales propriétés des granulats de l'étude sont répertoriées dans le Tableau 1. La masse volumique absolue a été mesurée selon la norme européenne NF EN 1097-6 et l'analyse granulométrique a été effectuée suivant la norme européenne NF EN 933-1.

Nature des granulats	Granulats calcaires concassés			Granulats alluvionnaires roulés			
	d/D	S 0/4	G 4/10	G 12/20	S 0/4	G 4/10	G 11/22
Teneur en fines < 63 $\mu\text{m}$ [%]		6,2	1,0	0,8	1,3	1,7	0,1
$d_{50}$ (fractions) [mm]		0,7	7,2	15, 2	0,4	7,0	16,0
$d_{50}$ (mélanges) [mm]			9,5			13,6	
Module de finesse (sables)		3,2	-	-	3,4	-	-
M.V absolue [ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]		2,726	2,735	2,711	2,626	2,648	2,626
Forme et rugosité		Granulats anguleux de surface plane et rugueuse			Granulats de forme arrondie, plats ou allongés et de surface lisse		

Tableau 1. Principales caractéristiques des granulats de l'étude

Les essais de mesure de la compacité ont été réalisés par la table à secousses [5]. Cependant, vu la teneur en fines différente d'une fraction granulaire à une autre (notamment le sable concassé et le sable roulé) et afin de ne pas modifier les échantillons, on a décidé d'utiliser les matériaux dans leur état brut (c.à.d sans tamisage à 63 microns comme préconise le mode opératoire LCP N° 61). Par ailleurs, on a réalisé deux mesures de compacité différentes pour chaque mélange. Après avoir mesuré les compacités expérimentales, on est passé à leur modélisation par le MEC en calculant les compacités virtuelles et réelle à l'aide des Equations (1) et (4) respectivement. Une première modélisation de la compacité a été effectuée en utilisant les formules simplifiées des coefficients a et b (Equation (3)). Les compacités mesurées et modélisées sont illustrées dans la Figure 1.

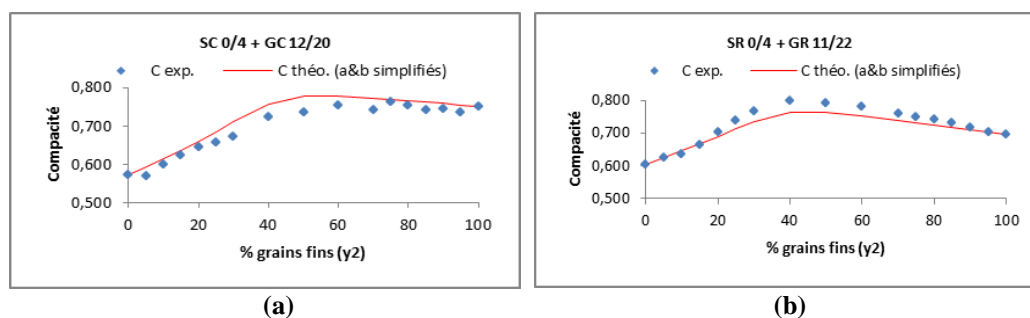
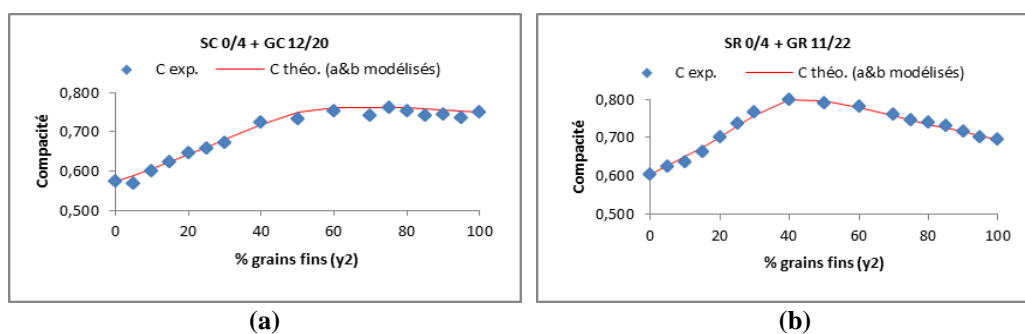


Figure 1. Compacités mesurées et modélisées des mélanges binaires concassés (a) et roulés (b) - Coefficients d'interaction via les formules simplifiées du MEC

En se basant sur les formules simplifiées des coefficients d'interactions, on arrive à prédire les compacités expérimentales avec une erreur moyenne de 2,8% pour les granulats concassés et 2,1% pour les granulats roulés. On remarque que les plus grands écarts sont constatés dans la zone des optimums où la compacité est surestimée pour les mélanges de granulats concassés et sous-estimée dans le cas des mélanges de granulats roulés. Cela nous pousse à dire que l'efficacité du mode de serrage (par la table à secousse) est influé par les paramètres de granulométrie [6] et de forme. Par ailleurs, il a été montré dans la littérature que l'erreur ne dépasse pas 0,77% pour les granulats roulés et 1,71% pour les granulats concassés [1]. Pour cela, on a procédé à une nouvelle modélisation en calibrant cette fois les coefficients a et b sur les granulats de l'étude à l'aide de l'Equation (2). Les résultats de cette modélisation sont donnés dans la Figure 2.





**Figure 2.** Compacité mesurée et modélisée des mélanges binaires concassés (a) et roulés (b) - Coefficients d'interaction calibrés sur nos mélanges

Après détermination des coefficients d'interaction, on arrive à minimiser l'écart entre le modèle et l'expérience à 1,2% pour les granulats concassés et 0,6% pour les granulats roulés. Cependant, il reste un dernier levier sur lequel on peut s'appuyer pour la prédiction des compacités qui est l'indice de serrage.

Un calcul itératif de la valeur de l'indice de serrage K nous a permis de déterminer une valeur différente  $K=5,0$  pour les granulats concassés et  $K=9,7$  pour les granulats roulés. L'indice de serrage obtenu après calibration montre que pour les granulats concassés le serrage par la table à secousse n'est pas efficace. Cela est dû à leur forte teneur en fines [7]. En ce qui concerne les granulats roulés, l'efficacité du serrage était meilleure vu qu'on a pu atteindre un indice de serrage de 9.

#### 4. Conclusion

Dans cet article, on a étudié la compacité des mélanges binaires de granulats concassés et roulés. Les résultats de la modélisation par le MEC ont montré que le calcul des coefficients d'interactions granulaires par les formules simplifiées est insuffisant pour avoir une bonne prédiction. Au bout de cette étude, on peut tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La précision du modèle peut-être influée par la sensibilité des coefficients a, b et K : Les formules préétablies du MEC pour les coefficients d'interactions granulaires (a et b) ne prennent en considération que les paramètres de taille sans les paramètres de forme et ne coïncident pas dans tous les cas avec les valeurs calées sur les granulats étudiés. L'indice de serrage (K) peut varier d'un mélange à un autre (notamment pour les granulats concassés) selon la granulométrie et la forme des grains.
- ✓ Pour les mesures de compacité à la table à secousses réalisés avec la fraction fine (<63 microns), la répétabilité des essais est assurée (écart type maximal de 0,015 entre 2 essais). Les effets de ségrégation des fines peuvent être négligés.
- ✓ Le modèle présente une bonne précision dans la détermination des optimums des mélanges binaires.

Les perspectives de la présente étude sont l'optimisation de la compacité des mélanges granulaires ternaires pour les bétons ainsi que l'étude des paramètres de forme et de teneur en fines des granulats. L'utilisation des algorithmes prédictifs de l'intelligence artificielle permettra peut-être de ré-établir de nouvelles formules de calcul des paramètres du MEC, notamment les coefficients d'interaction granulaire.

#### 5. Bibliographie

- [1] DE LARRARD F., *Structures Granulaires et Formulation Des Bétons*, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 414 p, 2000.
- [2] STOVALL T., DE LARRARD F., BUIL M., "Linear Packing Density Model of Grain Mixtures". *Powder Technology*, 48(1): 1-12, 1986.
- [3] DE LARRARD F., "Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach", CRC Press, 1999.
- [4] DE LARRARD F., SEDRAN T., "Une nouvelle approche de la formulation des bétons", *Annales du BTP*, vol. 6, p. 39-54, 1999.
- [5] LEDEE V., DE LARRARD F., SEDRAN T., BROCHU F., "Essai de compacité des fractions granulaires à la table à secousses: Mode opératoire", *Techniques et Méthodes des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 2004.
- [6] SADOK A., ZENTAR R., ABRIAK N.-E., "Genetic programming for granular compactness modelling", *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, p. 1-13, 2016.
- [7] SADOK A., "Formulation de matériaux de construction à base de sous-produits industriels avec des méthodes issues de l'intelligence artificielle", Thèse de doctorat, Université Lille 1 - Mines de Douai, 2016.

---

# Etude de corrélations des caractéristiques mécaniques des graveleux latéritiques.

**Gansonré<sup>1</sup>, Breul<sup>2</sup>, Bacconnet<sup>3</sup>, Benz<sup>4</sup>, Gourvès<sup>5</sup>,**

<sup>1</sup> Institut Pascal. 4 avenue Blaise Pascal. 63178 Aubière, France. e-mail : [yassia.gansore@uca.fr](mailto:yassia.gansore@uca.fr)

<sup>2</sup> Institut Pascal. 4 Avenue Blaise Pascal. 63178 Aubière, France. e-mail : [pierre.breul@uca.fr](mailto:pierre.breul@uca.fr)

<sup>3</sup> Institut Pascal. 4 Avenue Blaise Pascal. 63178 Aubière, France. e-mail : [claud.bacconnet@uca.fr](mailto:claud.bacconnet@uca.fr)

<sup>4</sup> Sol-Solution. ZA des portes de Riom Nord. 63204 Riom, France. e-mail : [mbenz@sol-solution.com](mailto:mbenz@sol-solution.com)

<sup>5</sup> Sol-Solution. ZA des portes de Riom Nord. 63204 Riom, France. e-mail : [rgourves@sol-solution.com](mailto:rgourves@sol-solution.com)

---

*RÉSUMÉ. Les sols latéritiques sont les matériaux les plus répandus dans les régions tropicales et utilisés en technique routière pour la réalisation des assises de chaussées. Cependant, dans de nombreux pays, la qualité des routes et pistes latéritiques laisse à désirer. Ce niveau de qualité peut s'expliquer par des problèmes de mise en œuvre mais également par des insuffisances des méthodes de conception. En effet, la démarche actuelle de dimensionnement s'opère par le choix de structures de chaussées en fonction de la classe de trafic et de portance du sol caractérisée par l'indice CBR. La validation de ces structures est effectuée à l'aide de modèles numériques nécessitant l'utilisation de module élastique en donnée d'entrée. Cette donnée est obtenue le plus souvent par des corrélations empiriques avec l'indice de portance CBR proposé par le guide CEBTP. L'objectif de cette étude est de comprendre les insuffisances de cette démarche et de proposer une approche permettant d'améliorer la corrélation entre les mesures des caractéristiques in situ de ces matériaux et leurs caractéristiques mécaniques (module et indice CBR).*

....

*ABSTRACT. Lateritic soils are the most common materials in the tropical areas and used in road engineering for the construction of pavements. However, in many countries, the quality of roads and lateritic tracks is poor. This level of quality can be explained by problems of implementation, but also by inadequacies of the design methods. Indeed, the current approach of design is carried out by the choice of pavement structures according to the class of traffic and the soil bearing, characterized by the CBR index. The validation of these structures is carried out using numerical models requiring the use of elastic modulus in input data. This data is obtained by empirical correlation between the modulus and the CBR proposed by the CEBTP guide. The objective of this study is to understand the shortcomings of this approach and to propose an approach to improve the correlation between measurement of the in-situ characteristics of these materials and their mechanical characteristics (Modulus and CBR index).*

....

*MOTS-CLÉS: Dimensionnement, chaussées, sols latéritiques, pays tropicaux,*

*KEYWORDS: Design, pavements, lateritic soils, tropical countries*

---

## 1. Introduction

Dans les pays tropicaux, notamment en Afrique subsaharienne, la caractérisation de la portance des sols est basée sur l'indice CBR. De nombreuses corrélations ont été établies pour lier cet indice au module élastique des matériaux latéritiques (fig.1). Mais ces relations sont souvent appliquées à tous les matériaux latéritiques sans en connaître leur limite ou leur domaine d'application. En conséquence, l'estimation des modules par ce biais est relativement approximative. Par ailleurs, l'obtention de l'indice CBR nécessite des essais en laboratoire longs et parfois peu représentatifs des conditions du sol in situ. C'est pourquoi, pouvoir établir des relations permettant d'estimer les modules et l'indice CBR à partir d'essais pénétrométriques in situ s'avère intéressant. Après un rappel sur les principales caractéristiques des matériaux latéritiques, cette communication présente les études des paramètres mécaniques menées et les corrélations établies pour estimer les paramètres permettant le dimensionnement des chaussées. Elle décrit la démarche expérimentale employée pour étudier le comportement mécanique des échantillons latéritiques et enfin les résultats de corrélation entre les différents paramètres.

## 2. Généralités sur les matériaux latéritiques et les corrélations des caractéristiques mécaniques

Les matériaux latéritiques sont, par définition des matériaux issus de l'altération physico-chimique de la roche mère sous les climats tropicaux (Buchanan, 1807). En effet, ils sont particulièrement présents dans les zones intertropicales, notamment en Afrique, au Sud-est asiatique, en Inde, en Amérique du sud et en Australie. Cette distribution s'étend entre les 35° des latitudes Nord et Sud (Persons, 1970) et représente plus de 12% des sols émergés soit quelques 17 millions de km<sup>2</sup>. Cependant, bien qu'ils soient beaucoup utilisés dans le domaine des terrassement routiers, leur comportement a fait l'objet de très peu d'études scientifiques (Millogo, 2008).

Le guide CEBTP, référentiel technique local pour le dimensionnement, propose en fonction du trafic et de la portance de la plateforme, des structures de chaussées avec une liste de matériaux disponibles et pouvant servir de couches d'assises dans les pays tropicaux. La plateforme est caractérisée par la portance CBR et l'estimation de son module est possible à partir de corrélations entre le module statique et dynamique et la portance CBR. Mais du fait du manque d'études spécifiques sur les matériaux latéritiques relatives à la connaissance de leurs modules de déformations, il est souvent fait recours à la littérature qui présente de nombreuses corrélations entre le module et la portance CBR (Heukelom et Foster 1960 ; Régis 1972. Green et Hall 1975 ; CEBTP 1984 ; AASHTO 1993 ; ...) pour le calcul des structures de chaussées. Toutefois, ces corrélations sont souvent réalisées sur des matériaux de natures différentes, à l'aide de protocoles divers pour déterminer des modules de différentes natures. Aussi, il est nécessaire de déterminer des relations plus précises et plus fiables et d'essayer de les obtenir à partir d'essai in situ permettant de prendre en compte le sol dans son état naturel. C'est pourquoi, les études actuelles consacrent un rôle indispensable aux pénétromètres dans les études de tracés et de contrôle des remblais de plateforme en raison de leur simplicité, leur portabilité et de leur prix bon marché (Ampadu et Fiadjoe, 2015). Contrairement à la portance CBR, l'un des avantages des pénétromètres est que, ce sont des appareils d'essai in situ capables de tester le sol en place. Pour établir ces relations au cas des matériaux latéritiques du Burkina Faso, nous avons sélectionné deux (02) matériaux et étudié leurs propriétés élastiques, de portance et de résistance de pointe.

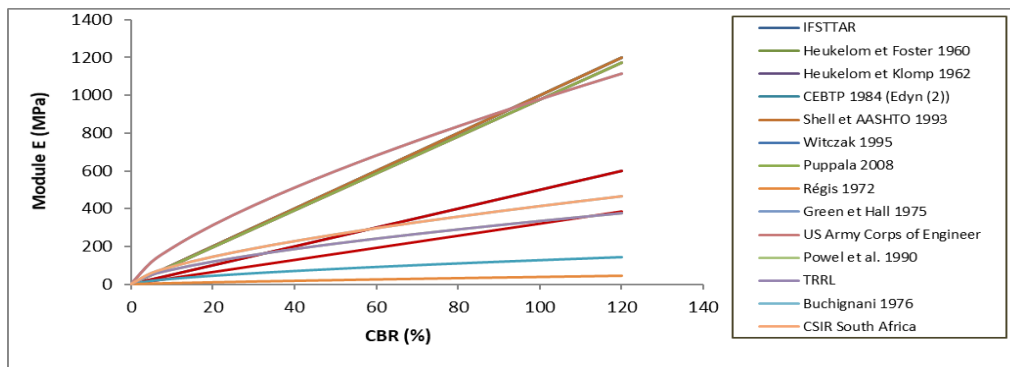


Figure 1 : les différentes corrélations de la littérature entre l'indice CBR et le module de déformation

### 3. Démarche et résultats expérimentaux

Les paramètres physiques des 2 matériaux étudiés ont permis de les classer en B6 selon le GTR français, A2-6 selon l'AASHTO et respectivement  $SLA_{S1}$  et  $SLP_{B1}$  selon la classification brésilienne. Ces matériaux sont donc très représentatifs puisque selon une étude menée à l'échelle du pays, plus de 2/3 des emprunts latéritiques sont classés B6. Deux matériaux ont été étudiés et ils sont tous classés.

#### 1.1. Démarche expérimentale

La démarche a consisté à étudier la portance CBR, le module élastique et la résistance de pointe des deux (02) matériaux pour 3 conditions hydriques et 5 densités différentes. Le tableau 1, donne les valeurs des cinq séries de densités dans lequel les sols ont été compactés. Les trois conditions hydriques (sèche, moyenne et humides) ont été établies en fonction de la teneur en eau à l'optimum Proctor modifié aux valeurs suivantes :  $0,8 \times w_{opt}$  à  $1,2 \times w_{opt}$  ( $w_{opt}$  étant la teneur en optimale). Les 5 densités varient de la densité sèche foisonnée à la densité sèche optimale. La réalisation des essais CBR pour chaque condition hydrique s'est conformée à la procédure NF P94-078.

L'essai CBR, a été réalisé selon la norme NF P 94-79. La résistance de pointe et le module élastique ont été obtenus à partir d'essai réalisés dans un moule de calibration de diamètre  $\phi=38$  cm et de hauteur 80 cm. La mise en place des matériaux dans le moule a été réalisé par l'intermédiaire d'un chargement de type œdométrique par palier. Chaque palier de déchargement – rechargement permet de mesurer un module œdométrique pour un niveau de densité donné. Par la suite pour chaque moule de densité connue, des essais pénétrométriques permettant d'obtenir la résistance de pointe  $qd$  ont été réalisés.

Tableau 1 : conditions hydriques et d'état de densités des essais

	Densités sèches en kN/m <sup>3</sup>				
Matériau 1	1,30±0,12	1,50±0,10	1,70±0,06	1,90±0,03	2,1
Matériau 2	1,25±0,12	1,50±0,10	1,80±0,04	2,05±0,02	2,3

#### 1.1. Résultats

Les figures 2 et 3 présentent respectivement l'évolution du module d'Young et de la résistance de pointe pour le matériau 1. Elles montrent comment ces paramètres dépendent à la fois de la densité et de la teneur en eau. Ce qui sous-entend l'existence une corrélation entre les paramètres, c'est-à-dire la portance CBR, le module élastique E et la résistance de pointe  $qd$ . Il faut noter que le module d'Young est lié au module œdométrique par la constante  $(1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu)$ .

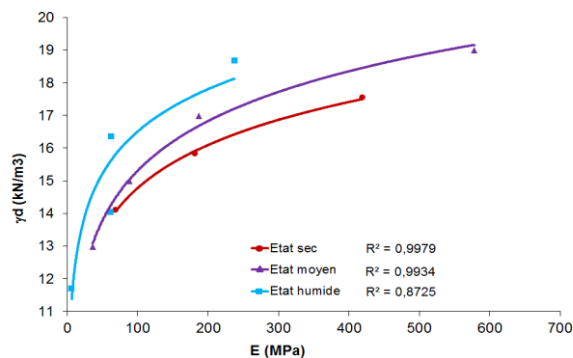


Figure 2 : variation du module d'Young E en fonction de la densité sèche (matériau 1)

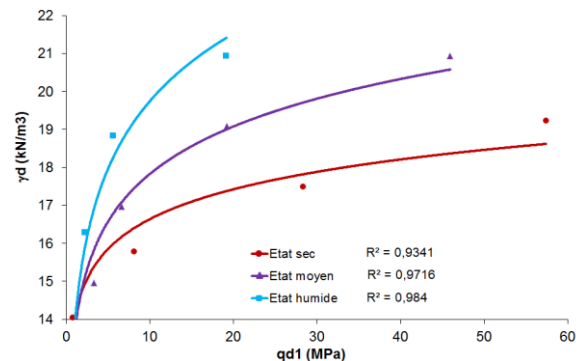
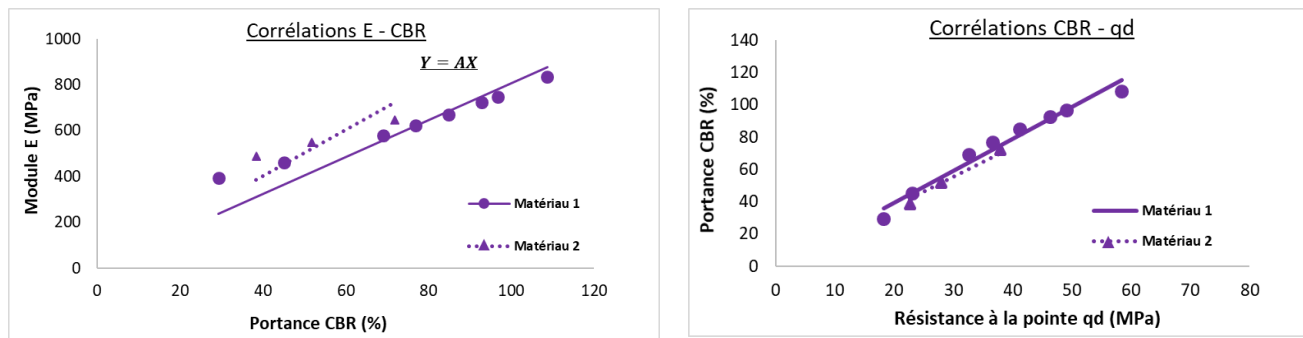


Figure 3 : variation de la résistance de pointe  $qd$  en fonction de la densité sèche (matériau 1)

Partant des courbes exprimant le CBR, le module élastique ou la résistance de pointe en fonction de la densité, nous avons établi des corrélations entre le module élastique et la portance (E et CBR) puis entre la portance et la résistance de pointe (CBR et  $qd$ ) pour des états de densité de 90 ; 92 ; 95 ; 97 ; 98 et 100%  $\gamma_{dOPM}$ . Les corrélations obtenues sont de la forme  $E = A_1 \times CBR$  et de  $CBR = A_2 \times qd$ . Où  $A_1$  et  $A_2$  sont des constantes. La figure 4 présente l'évolution du module d'Young en fonction du CBR et du CBR en fonction de la résistance de pointe. En comparant ces résultats avec la littérature, nous trouvons qu'ils sont relativement proches de ceux obtenus par Witczak et Sutumaran 2002 et de ceux obtenus par Heukelom et Foster (1960) et adopté par AASHTO (1993) en ce qui concerne le module.



a. Relation entre E et CBR (matériau 1 et 2)

b. Relation entre CBR et qd (matériau 1 et 2)

**Figure 4 : Courbe de relation  $E = f(CBR)$  et  $CBR = f(qd)$** 

Une existe de très bonnes corrélations entre E et CBR et entre CBR et qd. La relation E et CBR dépend du type de matériau alors que la relation CBR et qd reste la même pour les deux matériaux testés.

#### 4. Conclusion et recommandations

Comme dans le cas de nombreux matériaux, les paramètres mécaniques, tels que la portance CBR, le module et la résistance de pointe des matériaux latéritiques sont beaucoup influencés par la nature, les conditions hydriques et de compacité. Néanmoins, si ces conditions sont maîtrisées, on peut obtenir des corrélations très satisfaisantes entre ces paramètres mécaniques. A partir de ces corrélations obtenues, nous sommes à mesure de proposer une méthodologie de dimensionnement permettant de caractériser les plateformes au moyen de la résistance pénétrométrique et d'estimer le module d'young des matériaux latéritiques du pays pour les calculs de structures.

#### 5. Références bibliographiques

- AASHTO, A.A. of S., 1993. Guide for Design of Pavement Structures, 1993, 1993rd ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, Etats Unis.
- Ampadu, S.I.K., Fiadjoe, G.J.Y., 2015. The influence of water content on the Dynamic Cone Penetration Index of a lateritic soil stabilized with various percentages of a quarry by-product. *Transp. Geotech.* 5, 68–85.
- Buchanan, M.D., 1807. *Journey from Madras through the countries of Mysore, Canara and Malabar* vol 1. Cleveland row.
- CEBTP, 1984. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, 1984th ed. Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, France.
- Heukelom, W., Foster, 1960. "Dynamic testing of pavements". *J. Struct. Div.*
- Heukelom, W., Klomp, A., 1962. Dynamic Testing as a means of controlling pavements during and after construction, *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*. ed. Transportation Research Board (TRB), Michigan.
- Millogo, Y., 2008. Etude géotechnique, chimique et minéralogique de matières premières argileuse et latéritique du Burkina Faso améliorées aux liants hydrauliques: application au génie civil (bâtiment et route). Univ. Ouagadougou Th Doct Chim. Minérale 142.
- Persons, B.S., 1970. *Laterite: Genesis, Location*. Use Plenum N. Y.
- Puppala, J., 2008. Estimating Stiffness of Subgrade and Unbound Materials for Pavement Design, *Synthesis of Highway Practice*. ed. NCHRP, synthesis 382. Transportation Research Board (TRB), Washington, United States.
- Sutumaran, B., 2002. Suitability of Using CBR test to Resilient Modulus. Rowan Univ.
- Witczak, W., Mirza, W., 1995. Use of Non linear Subgrade Modulus in AASHTO Design Procedure. *J. Transportation Eng.* 10 pages.

---

# Etude de l'influence des additions et des superplastifiants sur le comportement rhéologique des bétons autoplaçants à l'aide de trois rhéomètres

Elhachemi Agnaou<sup>1</sup>, Yannick Vanhove<sup>1</sup>, Chafika Djelal-Dantec<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Univ. Artois, EA 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), 62400 Béthune, France, agnaouel@gmail.com

---

*RÉSUMÉ. D'un point de vue rhéologique, les Bétons Autoplaçants (BAP) sont caractérisés par un faible seuil de cisaillement et une viscosité modérée, ce qui leur permet de se mettre en place par effet gravitaire sans nécessité de vibration. Afin de déterminer ces paramètres, des essais conventionnels tels que l'essai d'étalement sont utilisés dans la littérature. Cependant, ces essais ne permettent pas de caractériser l'ouvrabilité des bétons en termes de paramètres fondamentaux. De nombreux efforts ont été fournis ces dernières années afin de développer des outils capables de déterminer les propriétés d'écoulement des bétons pour mieux décrire leur ouvrabilité. Parmi ces outils, les rhéomètres sont les plus utilisés. Mais malgré leur grande variété, peu d'études ont été faites sur la comparaison des grandeurs rhéologiques obtenues avec ces appareils. Dans cette étude, le seuil de cisaillement et la viscosité plastique de quatre différentes formulations de bétons autoplaçants ont été mesurés à l'aide de trois rhéomètres : l'ICAR, le RheoCAD500 et le ConTec Rheometer-4SCC. Des relations linéaires ont été trouvées entre les rhéomètres en termes de viscosité plastique et de seuil de cisaillement. Cette étude a permis d'établir de nouvelles corrélations rhéologiques pour les bétons autoplaçants.*

*ABSTRACT. From a rheological point of view, Self-Consolidating Concretes (SCC) are characterized by low yield stress and moderate plastic viscosity, allowing them to flow and to consolidate only under their own weight. In order to determinate these parameters, conventional workability test methods as the slump test were often used in the literature. However, these tests fail to characterize workability of concrete in terms of fundamental rheological parameters. Many efforts were made over the last decades to develop tools that will ultimately allow to determine the flow properties of concrete and to better describe its workability. The most important tools are the rheometers which allow measuring the concrete flow properties. However, despite their variety, comparison studies of rheological parameters are still lacking in the literature. In this study, the yield stress and the plastic viscosity, of four different self-compacting concrete mixtures were measured using three different rheometers; the ICAR, the RheoCAD500, and the Con-Tec Rheometer-4SCC. Linear relationships were found between rheometers in a wider range of plastic viscosities and yield stress. A good degree of correlation was obtained for the yield stress and the plastic viscosity. This study establishes new rheological correlations for these types of rheometer for SCC concretes.*

*MOTS-CLÉS: Rhéologie, Rhéomètres, Seuil de cisaillement dynamique, Viscosité plastique, Bétons Autoplaçants (BAP).*

*KEYWORDS: Rheology, Rheometers, Dynamic yield stress, Plastic viscosity, Self-Consolidating Concretes (SCC).*

---



## 1. Introduction

Avec l'avènement des bétons autoplaçants (BAP) au début des années 90, la connaissance des propriétés d'écoulement des bétons a connu un enrichissement sans précédent. La maîtrise des propriétés d'écoulement de ces bétons est décisive pour une utilisation optimale selon les applications industrielles : malaxage, déversement, flux dans les tuyaux de pompage, etc.

Pour évaluer de façon empirique la capacité d'écoulement des bétons autoplaçants, de nombreux essais ont été introduits : l'essai d'étalement au cône d'Abrams, le J-ring test, Le V-funnel, la boîte en L, etc. Cependant, ces essais ne permettent pas de donner directement les grandeurs physiques intrinsèques permettant de caractériser de manière univoque et indépendante le comportement à l'écoulement du béton. Pour déterminer les propriétés intrinsèques d'un béton, des rhéomètres sont utilisés pouvant fonctionner sur des principes différents :

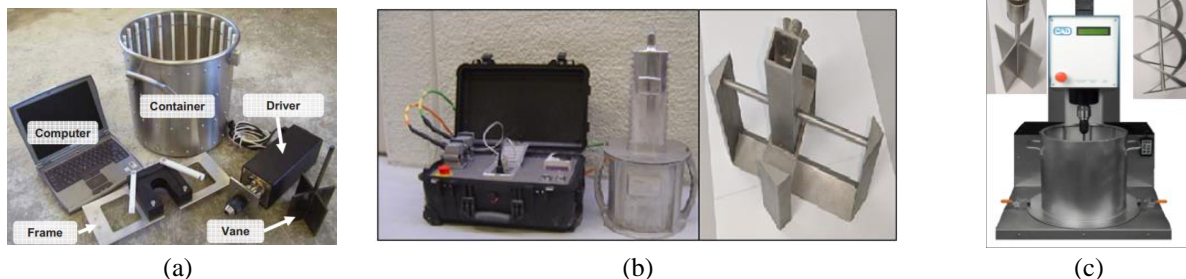
- Rhéomètres agitateurs-malaxeurs (ICAR, RheoCAD 500, ConTec Rheometer-4SCC, Two-point test, etc.)
- Rhéomètres à cylindres coaxiaux (BML, Cemagref, etc.)
- Rhéomètre plan-plan (BT Rhéom).

[FER 01] ont réalisé une description et une comparaison entre plusieurs rhéomètres à bétons (BML, BTrheom, Cemagref-IMG, IBB et le Two-Point). C'est la première étude comparative réalisée dans le but d'établir des corrélations en termes de seuil de cisaillement et de viscosité plastique entre les différents rhéomètres. Les essais ont été effectués sur 12 formulations différentes de bétons (ordinaires, autoplaçants et hautes performances). En vue de poursuivre cet objectif de corrélation entre les différents rhéomètres, une étude a été menée par [HOC 13] à partir de deux rhéomètres coaxiaux (ICAR et BML) sur des bétons ordinaires. Cette étude précise la nécessité de poursuivre cette approche sur des bétons autoplaçants.

L'objectif de cette étude est d'établir des corrélations entre trois rhéomètres (ICAR, RheoCAD500, ConTec) retenus au niveau des seuils de cisaillement et de la viscosité plastique pour différents BAP. Le degré de corrélation du seuil de cisaillement dynamique et de la viscosité plastique entre chaque rhéomètre est élevé. Ces corrélations aideront à l'analyse et à la comparaison des résultats dans les différents laboratoires sur ce type de béton.

## 2. Les rhéomètres

Les trois rhéomètres utilisés lors de cette campagne d'essais sont présentés à la Figure 1 ainsi que leurs caractéristiques géométriques.



Rhéomètre	outil	V <sub>cuv</sub> e (l)	R <sub>cuv</sub> e (cm)	R <sub>outi</sub> l (cm)	H <sub>outi</sub> l (cm)
(a) ICAR	Vane	21,2	15,3	6,4	12,7
(b) RheoCAD500	Vane	21,3	14,5	6	15
	Hélice			8	25,5
(c) ConTec 4SCC	Complexe	7	12	8,5	16

**Figure 1.** Rhéomètres à bétons : (a) ICAR ; (b) ConTec Rheometer-4SCC ; (c) RheoCAD500

## 3. Composition des bétons

Un Ciment de Portland CEM I 52.5 N CE CP2 CALCIA a été utilisé dans toutes les formulations. Quatre additions ont été utilisées : deux fillers calcaires, une cendre volante et un laitier (Tableau 1). Deux superplastifiants hauts réducteurs d'eau polyvalents de nouvelle génération non chloré ont été utilisés. VISCOCRETE TEMPO 9 (SP1) utilisé pour les formulations SCC1 et SCC4. Les Bétons SCC2 et SCC3 ont été formulés à partir du superplastifiant Chryso® Fluid Optima 350 (SP2). Les quantités de superplastifiants ont été fixées afin d'obtenir des étalements au cône d'Abrams entre 600 et 750 mm appropriés à de nombreuses applications courantes.



**Tableau 1.** Composition des bétons (en kg/m<sup>3</sup>)

Bétons	SCC1	SCC2	SCC3	SCC4
Gravillon 4/12,5	822	778	857	822
Sable 0/4	789	856	779	789
Ciment CEM I 52.5 N	350	370	361	350
Cendres Volantes	-	92	-	-
Laitier	-	-	155	-
Filler 1	133	-	-	-
Filler 2	-	-	-	133
SP1 (l/m <sup>3</sup> )	5,1	-	-	3,3
SP2 (l/m <sup>3</sup> )	-	9	10	-
Eau	181	184	175	181
E/C	0,52	0,5	0,48	0,52
E/Liant	0,37	0,4	0,34	0,37
Etalement (mm)	740	630	675	660

SP 1 : Sika® Viscocrete Tempo 9 (l/m<sup>3</sup>)      2 : Chryso® Fluid Optima 350 (l/m<sup>3</sup>)

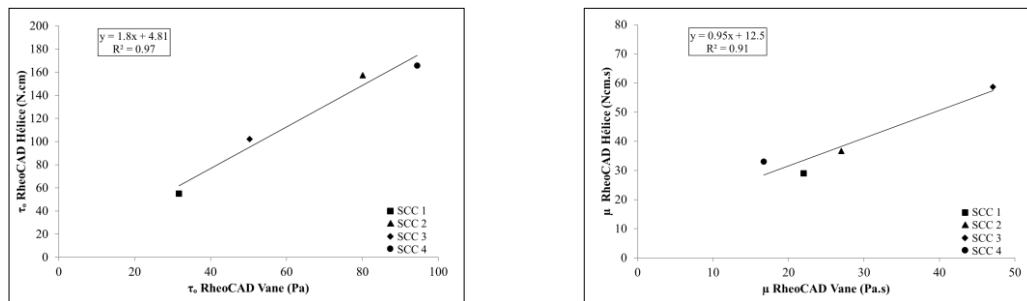
#### 4. Corrélations entre les rhéomètres

Des corrélations en termes de seuil de cisaillement dynamique et viscosité plastique ont été établies entre les différents outils et rhéomètres. Ces corrélations ont été déterminées à partir de 4 bétons (SCC1, SCC2, SCC3 et SCC4). Les mesures de ces paramètres obtenues par les différents rhéomètres, sont résumées dans le Tableau 2.

**Tableau 2.** Seuil de cisaillement ( $\tau_0$ ) et viscosité plastique ( $\mu$ ) obtenus à partir des différents rhéomètres

	Unités	SCC1		SCC2		SCC3		SCC4	
		$\tau_0$	$\mu$	$\tau_0$	$\mu$	$\tau_0$	$\mu$	$\tau_0$	$\mu$
RheoCAD Vane	$\tau_0$ (Pa) $\mu$ (Pa.s)	31,7	22	80,1	27	50,3	47,1	94,4	16,7
RheoCAD Hélice	$\tau_0$ (Ncm) $\mu$ (Ncm.s)	54,9	28,9	157,4	36,7	102,3	58,6	165,9	33,1
ICAR	$\tau_0$ (Pa) $\mu$ (Pa.s)	25	17,6	52,1	23,1	25	32,6	59,8	11,2
ConTec Complexe	$\tau_0$ (mA) $\mu$ (mA.s)	664,7	3703,3	929,6	2954	654,9	6319,2	1209,9	2377,7

Les mesures de seuil de cisaillement dynamique et de viscosité plastique obtenues à partir des différents rhéomètres, ont été comparées deux à deux. A titre d'exemple, la comparaison des mesures obtenues à partir des deux outils du RheoCAD (Vane et Hélice) a permis d'établir des corrélations entre les deux outils en termes de seuil de cisaillement dynamique ( $R^2 = 0.97$ ) et de viscosité plastique ( $R^2 = 0.91$ ).

**Figure 2.** Corrélation entre le RheoCAD Hélice et Vane en termes de seuil et de viscosité

A partir de cette analyse, deux équations peuvent être proposées qui relient les seuils de cisaillement dynamiques et les viscosités plastiques obtenus à l'aide des deux appareils :

$$\tau_{0\text{-RheoCADHelical}} = 1.8 \times \tau_{0\text{-RheoCADVane}} + 4.81 \quad [1]$$

$$\mu_{\text{RheoCADHelical}} = 0.95 \times \mu_{\text{RheoCADVane}} + 12.5 \quad [2]$$

## 5. Discussion

Afin d'observer l'effet de la quantité de superplastifiant ainsi que de la nature du filler, la formulation du béton SCC1 a été modifiée pour obtenir le béton SCC4. La quantité de superplastifiant est passée de 5,1 à 3,3 l/m<sup>3</sup> de béton, et le filler 1 (Betocarb-MQ) a été remplacé par le filler 2 (Betocarb HP-MU). La première observation est la diminution de l'étalement qui est passé de 740 à 660 mm, reflétant une perte d'ouvrabilité. Cette tendance a été confirmée par les rhéomètres qui ont mesurés ces variations. Pour le RhéoCAD Vane, le seuil de cisaillement est passé de 31,7 à 94,8 Pa, alors que, la viscosité a diminué de 22 à 16,7 Pa.s. Ces variations sont dues aux quantités de superplastifiant et à la nature des fillers. Avec l'augmentation de la surface spécifique du filler (451 m<sup>2</sup>/kg pour le SCC1 contre 591 m<sup>2</sup>/kg pour le SCC4), le seuil de cisaillement augmente, ce qui peut expliquer la diminution de l'étalement. Ces observations vont dans le même sens que les résultats de Esping [ESP 08], qui montre que pour un même dosage en eau, l'augmentation de la surface spécifique du filler est suivie par une augmentation du seuil de cisaillement.

Les cendres volantes peuvent améliorer la fluidité, avec leur forme sphérique qui permet de réduire les frottements par ce qu'on appelle « l'effet de billes ». Cependant, le carbone imbrûlé contenu dans les cendres influence négativement la fluidité en raison de l'adsorption du superplastifiant [PAR 05]. Par ailleurs, le diamètre moyen des cendres volantes influence les propriétés rhéologiques des bétons [FOH 01]. Les résultats obtenus montrent que le diamètre moyen des cendres volantes a une influence sur la valeur du seuil de cisaillement et la viscosité. Les mélanges les plus fluides sont obtenus avec la cendre volante ultra fine, alors que la demande en eau et le dosage en superplastifiant diminuent. Le béton SCC2 contient quant à lui un remplacement partiel du ciment par des cendres volantes (20%) avec un rapport E/L égale à 0,40. Ce béton, présentant la fluidité la plus faible avec un étalement de 630 mm, a présenté un seuil de cisaillement dynamique et une viscosité plastique relativement élevés (respectivement 52,1 Pa et 23,1 Pa.s sur l'ICAR). Quant à la formulation SCC3 et selon [SHI 04], la substitution d'une partie du ciment par des laitiers de hauts fourneaux permet en général, de réduire le seuil et la viscosité. Ceci est dû à la surface vitrifiée des grains de laitier qui permet un meilleur glissement entre les constituants solides. La formulation SCC3 présente un remplacement partiel du ciment par le laitier à hauteur de 30 % avec un rapport E/L fixé à 0,34. Cette substitution a permis d'obtenir un béton assez fluide (étalement de 675 mm) avec un faible seuil de cisaillement (25 Pa avec l'ICAR).

## 6. Conclusion

Les seuils de cisaillement et viscosités plastiques de quatre bétons autoplaçants, obtenus à partir des trois rhéomètres (l'ICAR, le RheoCAD500 et le ConTec Rheometer-4SCC), sont comparés dans cette étude. Ce programme expérimental a permis de proposer de bonnes corrélations en termes de seuil de cisaillement dynamique et de viscosité plastique entre les différents rhéomètres. Aussi, tous les rhéomètres ont détecté les changements de composition des bétons de la même façon. D'autres travaux sont planifiés pour compléter les données expérimentales afin de valider les équations de passage entre les différents rhéomètres en prenant en considération la forme des outils.

## 7. Bibliographie

- [HOC 13] HOCEVAR A., KAVCIC F., BOKAN-BOSILJKOV V., « Rheological parameters of fresh concrete – comparison of rheometers », *GRADEVINAR*, 65(2), 2013
- [ESP 08] ESPING O., « Effect of limestone filler BET (H<sub>2</sub>O)-area on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete », *Cement and Concrete Research* 38, p938-944, 2008
- [FER 01] FERRARIS C. F., BROWER L. E., Comparison of concrete rheometers: International tests at LCPC (Nantes, France) in October, 2000
- [FOH 01] FERRARIS, C. F., OBLA, K. H. ET HILL, R., « The influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete », *Cement and Concrete Research*, 31(2), 245-255, 2001
- [PAR 05] PARK, C. K., NOH, M. H. ET PARK, T. H., (2005). « Rheological properties of cementitious materials containing mineral admixtures », *Cement and Concrete Research*, 35(5), 842-849, 2005
- [SHI 04], SHI, Y.-X., MATSUI, I. ET GUO, Y.-J., « A study on the effect of fine mineral powders with distinct vitreous contents on the fluidity and rheological properties of concrete », *Cement and Concrete Research*, 34(8), 1381-1387, 2004

---

# Etude expérimentale et numérique de la ségrégation des coulis cimentaires sous cisaillement

Ba Tung PHAM<sup>1</sup>, Alexandre PIERRE<sup>1</sup>, Abdelhak KACI<sup>1</sup>, Jean-Louis GALLIAS<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Cergy-Pontoise, L2MGC, 5 mail Gay-Lussac, Neuville sur Oise, 95031 cedex, [ba-tung.pham@etu.u-cergy.fr](mailto:ba-tung.pham@etu.u-cergy.fr), [alexandre.pierre@u-cergy.fr](mailto:alexandre.pierre@u-cergy.fr), [abdelhak.kaci@u-cergy.fr](mailto:abdelhak.kaci@u-cergy.fr), [jean-louis.gallias@u-cergy.fr](mailto:jean-louis.gallias@u-cergy.fr)

---

**RÉSUMÉ.** Les matériaux cimentaires peuvent être soumis à de forts taux de cisaillement lors de leur mise en œuvre par voie d'injection, de projection ou d'impression 3D. Cela peut provoquer une ségrégation même si le matériau est stable au repos. Cependant, peu d'études se sont intéressées à l'étude de ce phénomène. Dans ce travail, nous étudions le potentiel de ségrégation sous cisaillement des coulis cimentaires en exploitant des courbes d'écoulement obtenus à l'aide d'un rhéomètre équipé d'une géométrie de Couette à fond creux. En parallèle, des mesures de masses volumiques des suspensions avant et après cisaillement sont réalisées pour estimer la ségrégation sous cisaillement. Le changement de fraction volumique solide nous permet alors d'identifier la capacité de sédimentation des coulis sous cisaillement. Nous confrontons ces essais expérimentaux aux résultats obtenus en simulation numérique via le logiciel Comsol<sup>®</sup>. Nous mettons alors en évidence que la sédimentation sous cisaillement est accentuée par l'entrefer inférieur dans la configuration utilisée.

**Abstract.** Cementitious materials can be subjected to high shear rates during their implementation by injection, projection or 3D printing. This can induce a segregation even the material is stable at rest. However, little studies pay interest in researching this phenomenon. In this study, we study the potential of segregation under shearing of the cement grouts by exploiting the flow curves obtained thanks to a rheometer equipped with a Couette-type geometry with a hollow at the bottom. In parallel, density measurements of the suspensions before and after shearing are performed in order to estimate the segregation under shearing. The change in solid volume fraction allows us to estimate the sedimentation capacity under shearing. We confront those experimental tests with the results obtained by a numerical simulation with the software. We then highlight that sedimentation under shear is accentuated by the lower air gap in the configuration used.

**MOTS-CLÉS :** coulis cimentaire, ségrégation, rhéomètre, masse volumique.

**KEY WORDS:** cement grout, segregation, rheometer, density.

---

## 1. Introduction

La ségrégation des matériaux cimentaires à l'état frais est un problème courant dans le domaine de la construction. Ce phénomène peut être accentué par l'utilisation de procédé de mise en place contraignant tel que le pompage, la projection voire l'impression 3D. En effet, des mélanges stables au repos ne le sont pas nécessairement lors de leur mise en œuvre.

Si la ségrégation statique (effet du poids propre) et le ressuage ont déjà été étudiés, des récentes recherches montrent que le cisaillement d'un fluide à seuil comportant des particules induit une instabilité [OVA 12]. La question de la stabilité de matériaux cimentaires sous cisaillement est donc ouverte et encore peu étudiée. [HOA 15] a proposé une méthode de caractérisation de la ségrégation basée sur la mesure de masse volumique après et avant cisaillement qui permet de caractériser la ségrégation dynamique des coulis cimentaires lors de cisaillement avec un rhéomètre équipé d'une géométrie de Couette à fond creux.

Dans cette étude, une série d'essais est réalisée sur des coulis cimentaires pour mettre en évidence l'influence du gap entre le fond du récipient et de la géométrie sur la caractérisation de la ségrégation. En parallèle, la masse volumique dans la partie haute du coulis situé dans l'entrefer a été mesurée avant et après chaque essai pour vérifier la stabilité sous cisaillement de chaque coulis. Les résultats sont ensuite comparés aux résultats obtenus avec des simulations numériques réalisées avec le logiciel Comsol<sup>®</sup>.

## 2. Matériaux, matériel et méthodes

Le ciment utilisé est un ciment portland CEM I 52.5 N CP2 conformément aux normes NF EN 197.1 et NF P15 318. Nous avons testé deux coulis avec un rapport E/C de 0,45 et de 0,65. La procédure de malaxage est celle utilisée par [HOA 15], qui garantit une homogénéité et une reproductibilité des coulis.

Les essais rhéologiques sont réalisés à l'aide d'un rhéomètre Anton Paar MCR 102 muni d'un mobile cylindrique de 13,33 mm de diamètre et 40,00 mm de hauteur disposant un fond creux et d'un récipient de 14,46 mm de diamètre et de 67,00 mm de hauteur (figure 1). Ce type de rhéomètre est montré d'être convenable pour la mesure des comportements rhéologiques des pâtes cimentaires [WAL 15]. L'entrefer horizontal est de 1,13 mm ce qui est considéré petit selon [WAL 15] et l'entrefer vertical, appelé par la suite gap, peut varier entre 0 et 27 mm. Les parois du mobile et du récipient sont striées pour éviter le glissement du coulis pendant l'essai (figure 1). La caractérisation rhéologique des coulis s'appuie sur le protocole proposé par [HOA 15], composé de deux cycles de cisaillement séparés par une pose de 30s. Chaque cycle inclut un pré-cisaillement à un taux de  $500\text{ s}^{-1}$  pendant 120 s, suivi d'une pose de 60 s et une série des paliers en phase descendante entre  $300\text{ s}^{-1}$  et  $0,1\text{ s}^{-1}$  pendant 360 s. Le protocole est appliqué sur une série de gâchées indépendantes de chaque coulis en faisant varier le gap entre le fond du récipient et le mobile de 1 à 10 mm. Des mesures de la masse volumique du coulis sont également effectuées t avant et à la fin des cycles. Le prélèvement est réalisé sur une hauteur de 20 mm à partir de la surface libre du coulis dans l'entrefer horizontal, à l'aide d'un tube capillaire de 1,06 mm de diamètre.

### 3. Etude numérique

Le logiciel Comsol<sup>®</sup> est utilisé pour simuler le cisaillement d'un fluide Newtonien entre deux cylindres coaxiaux. La géométrie exacte du mobile et du récipient (incluant les stries) sont implémentées dans la simulation pour différents gaps (Figure 1). En basant sur les résultats expérimentaux des coulis (partie 4.1 et 4.2), les valeurs de viscosités implémentées sont basées basant sur les résultats expérimentaux des coulis (partie 4.1 et 4.2), Les contraintes sont calculées en multipliant les valeurs du couple exercé sur la géométrie à un coefficient donné par le rhéomètre ( $C_{ss} = 19964.3\text{ Pa/Nm}$ ).

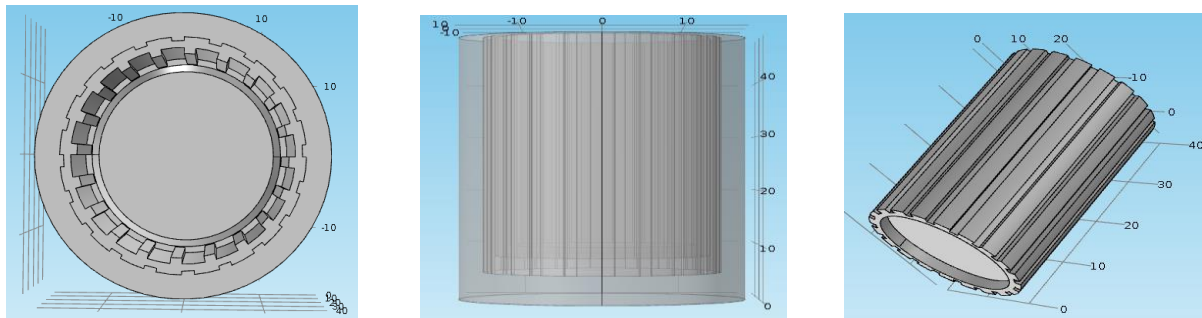


Figure 1. La géométrie du mobile et du récipient simulés dans Comsol<sup>®</sup>.

## 4. Résultats

### 4.1. Masse volumique avant et après cisaillement

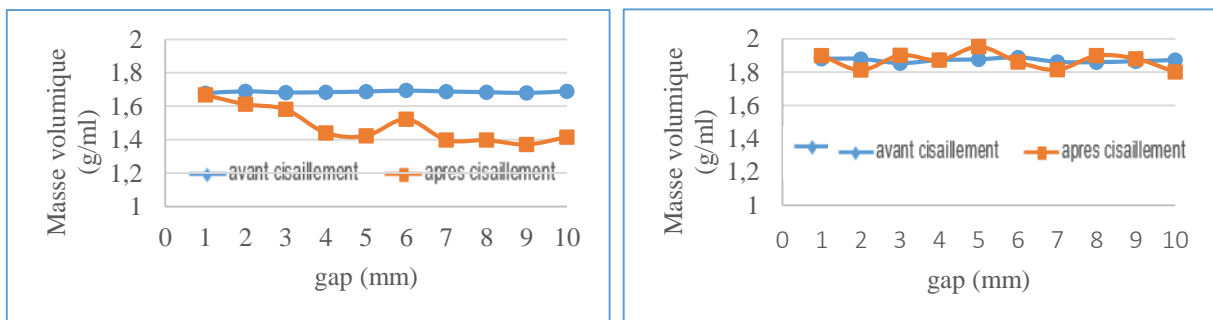


Figure 2. Variation de la masse volumique du coulis dans la moitié haute de l'entrefer en fonction du gap. Coulis avec rapport E/C = 0,65 (gauche) et E/C = 0,45 (droite).

La comparaison de la variation de la masse volumique dans la moitié haute de l'entrefer en fonction du gap des deux coulis (figure 2) permet de constater que le coulis E/C 0,65 présente une diminution significative de la masse volumique sous l'effet de cisaillement à partir d'un gap de 3 mm. Nous observons par contre que la masse volumique du coulis E/C 0,45 après cisaillement reste très proche de celle avant cisaillement. Cette observation met en évidence la ségrégation des particules de ciment pendant l'essai avec le coulis de E/C 0,65. Le phénomène

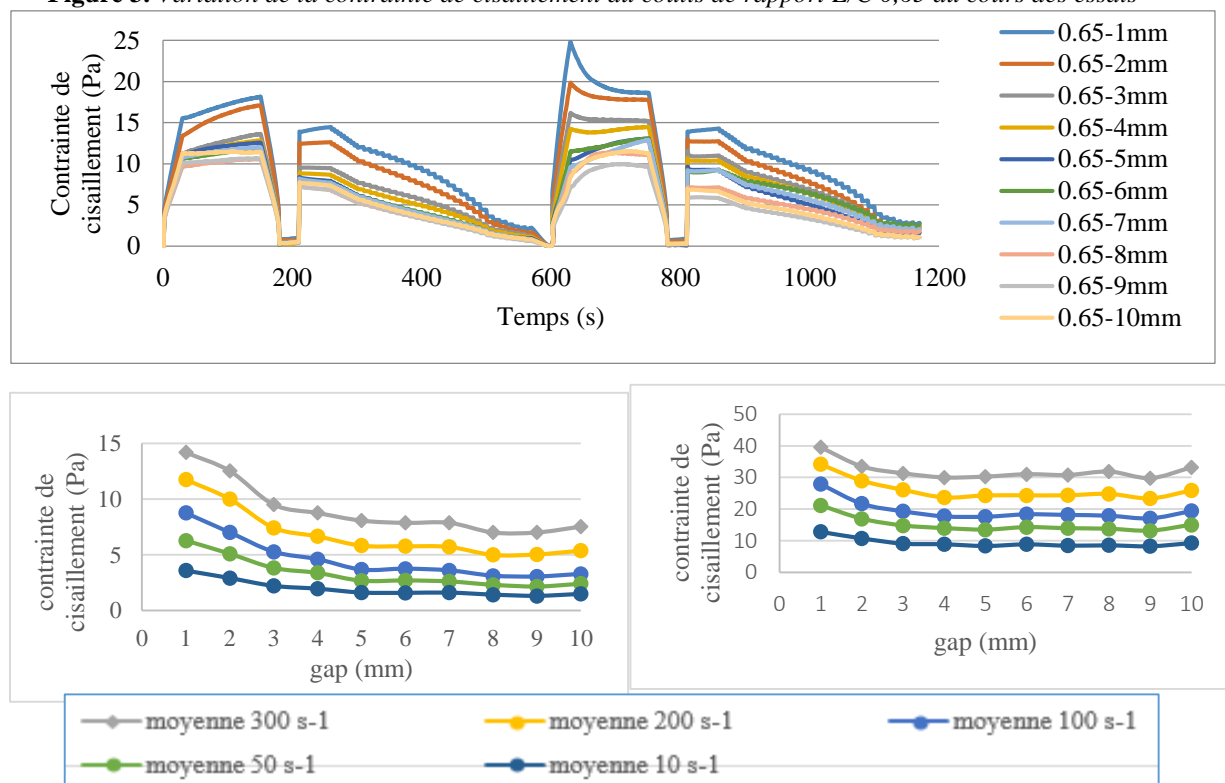
de sédimentation sous cisaillement est amplifié en augmentant le gap car l'espace disponible pour la ségrégation au fond du récipient est plus important. En revanche, le coulis avec E/C 0,45 reste stable sous cisaillement indépendamment du gap. Ces résultats confirment ceux de [HOA 15]. Nous constatons par ailleurs, une certaine fluctuation des valeurs de la masse volumique après cisaillement à cause du volume particulièrement faible du prélèvement (0,26 ml) qui a servi pour la mesure.

#### 4.2. Comportement rhéologiques

La figure 3 montre la variation de la contrainte de cisaillement du coulis ségréatif E/C 0,65 pendant les deux cycles de cisaillement pour les différents gaps étudiés. On observe un comportement rhéologique qui diffère significativement en fonction du gap. En effet, les contraintes de cisaillement diminuent sensiblement avec l'augmentation du gap. Cette diminution est beaucoup plus forte pour les gaps de 1 à 3 mm et s'atténue progressivement jusqu'au gap de 10 mm. Afin de mieux illustrer ce phénomène, la figure 4 présente les valeurs moyennes de la contrainte de cisaillement aux paliers de 300, 200, 100, 50 et 10 s<sup>-1</sup> des deux coulis. On constate en effet que cette diminution de la contrainte de cisaillement avec l'augmentation du gap affecte tous les paliers de cisaillement du coulis E/C 0,65. Cette diminution de la contrainte de cisaillement est à relier directement à la diminution de la masse volumique (figure 2). Les deux phénomènes sont la conséquence directe de la ségrégation dynamique de ce coulis qui, de toute évidence, commence dès le pré-cisaillement lors du premier cycle. Il faut signaler que ces résultats confirment ceux de [HOA 15].

Comparativement au coulis ségréatif, le coulis stable (E/C 0,45) a un comportement différent (figure 4). Pour ce coulis, seuls les gaps de 1 et 2 mm présentent une contrainte de cisaillement plus forte. A partir du gap de 3 mm, la contrainte de cisaillement reste stable indépendamment du gap. Ce comportement particulier pour les faibles gaps n'est pas le résultat d'une ségrégation des particules de ciment car la masse volumique du coulis reste stable avant et après l'essai rhéométrique (figure 2). Ce comportement particulier n'a pas été observé par [HOA 15]. Il est probable qu'il résulte des turbulences locales créées au fond du rhéomètre lorsque le gap est faible (< 3 mm). Les simulations numériques (cf. partie 4.3) vont nous permettre de retrouver le taux de cisaillement local. Il faut noter aussi que la géométrie du rhéomètre utilisée par [HOA 15] présente un entrefer latéral environ deux fois plus grand et un volume dans le fond du récipient 50% plus important que celui utilisé dans cette étude.

**Figure 3.** Variation de la contrainte de cisaillement du coulis de rapport E/C 0,65 au cours des essais



**Figure 4.** Variation de la contrainte de cisaillement moyenne du coulis de rapport E/C 0,65 (gauche) et E/C 0,45 (droite) pour les différents paliers de taux de cisaillement en fonction du gap

Nous concluons de l'analyse précédente que la ségrégation dynamique des coulis doit être identifiée facilement par la comparaison des rhéogrammes avec le gap de 3 mm et avec celui de 10 mm. Dans le cas d'un coulis stable,

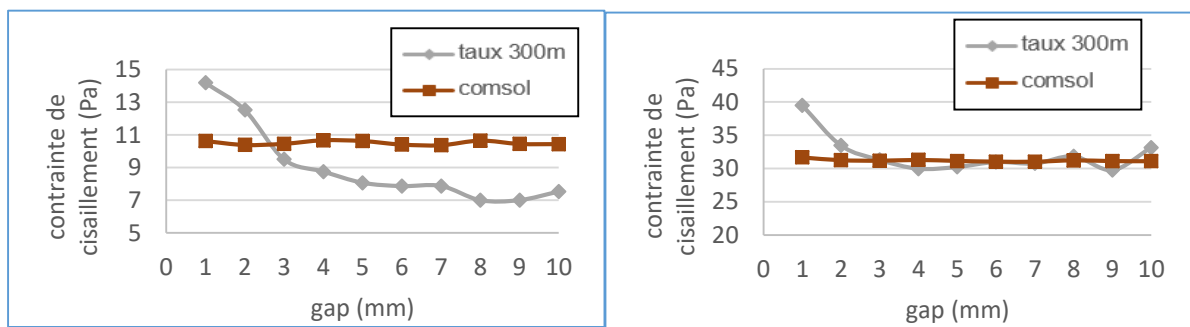
ces deux rhéogrammes sont très proches alors que dans le cas des coulis ségrégatifs les rhéogrammes diffèrent significativement : le rhéogramme avec le gap de 3 mm correspond à un fluide globalement plus visqueux et celui avec le gap de 10 mm à un fluide globalement moins visqueux à cause de la sédimentation des particules de ciment vers le fond du récipient et l'augmentation de la fraction volumique solide en fonction de la hauteur.

#### 4.3. Simulation numérique

La figure 5 montre la comparaison de la contrainte de cisaillement en fonction du gap issues des résultats expérimentaux et numériques.

Dans le cas du coulis stable, les contraintes obtenues par simulation sont proches de celles mesurées pour les gaps supérieurs ou égales à 3mm (figure 5 droite). La différence constatée pour les gaps 1 et 2 peut être expliquée par un confinement de l'échantillon et nécessite la prise en compte d'autres paramètres dans la modélisation pour mieux décrire ce comportement.

Par ailleurs, dans le cas du coulis 0,65, la valeur de contrainte moyenne à  $300s^{-1}$  obtenue par simulation est plus élevée que celle trouvée dans les essais si l'entrefer est de 3 mm. LA confrontation de ces résultats confirme la tendance à la sédimentation sous cisaillement précédemment mise en évidence avec les mesures de masses volumiques.



**Figure 5.** Comparaison de la variation de la contrainte de cisaillement moyenne du coulis E/C 0,65(gauche) et du coulis E/C 0,45(droite) au palier de  $300s^{-1}$  en fonction du gap trouvée par les essais et par la simulation

#### 5. Conclusion

La ségrégation sous cisaillement des matériaux cimentaires peut affecter les mesures rhéologiques et par conséquent l'identification précise des paramètres rhéologiques (seuil d'écoulement, viscosité). Nous avons montré dans cette étude qu'il est possible d'identifier la ségrégation dynamique en confrontant les mesures rhéologiques et les mesures de masses volumiques dans l'entrefer. Par ailleurs, les simulations numériques ont permis de mettre en évidence l'influence du gap sur l'évaluation de la contrainte dans le cas de coulis plus ou moins sensibles à la sédimentation sous cisaillement. Pour mieux décrire le comportement, en particulier pour les faibles valeurs de gaps, le choix d'une modélisation diphasique peut mieux décrire ce phénomène de ségrégation.

#### 6. Bibliographies

- [HOA 15] HOANG Q. G., « Etude de la ségréabilité des coulis cimentaires sous cisaillement », Thèse de doctorat, Université de Cergy-Pontoise, 2015.
- [HOA 15] HOANG Q. G., "A new methodology for characterizing segregation of cement grouts during rheological tests", *Construction and Buildings Materials* 96: 119-126, 2015.
- [OVA 12] OVARLEZ G., "Shear-induced sedimentation in yield stress fluids", *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics* 177-178, 2012.
- [WAL 15] WALLEVIK O., "Avoiding inaccurate interpretations of rheological measurements for cement-based materials", *Cement and Concrete Research* 78 100-109.

---

# Evaluation de la durabilité d'un coulis géothermique

P. Monnot<sup>1</sup>, C. Poinclou<sup>2</sup>, Ph. Blanc<sup>1</sup>, A. Rojo<sup>3</sup>, L. Molez<sup>4</sup>, C. Lanos<sup>3</sup>

<sup>1</sup> BRGM, Direction des Geo-ressources - Unité Ressources géothermales profondes et superficielles (3, avenue Claude-Guillemin, BP 36009 - 45060 Orléans cedex 2 – France)

<sup>2</sup> ANTEAGROUP (803 Boulevard Duhamel du Monceau, 45160 Olivet– France)

<sup>3</sup> Univ Rennes, LGCGM EA 3913 (F-35000 Rennes, France – christophe.lanos@univ-rennes1.fr)

<sup>4</sup> Univ Rennes, INSA, LGCGM EA 3913 (F-35000 Rennes, France – laurent.molez@insa-rennes.fr)

---

*RÉSUMÉ. La durabilité d'un coulis géothermique est évaluée dans les conditions d'usage d'une sonde géothermique verticale. L'étude intègre une approche expérimentale et des modélisations géochimiques. Le vieillissement accéléré du coulis géothermique est évalué en laboratoire en reproduisant le type d'agressions géochimiques et thermiques auxquelles le coulis peut être soumis. Les paramètres liés à la conductivité thermique et la perméabilité sont particulièrement suivis. Un montage expérimental permet de reproduire les conditions d'exploitation d'une sonde géothermique dans des conditions de confinement réalistes. Les résultats expérimentaux alimentent des modèles de dégradation géochimique permettant de simuler sur une échelle de temps longue la dégradation autour de la sonde. Des conclusions portant sur la durée de service découlent de cette étude.*

*ABSTRACT. The durability of a geothermal grout used to seal vertical geothermal probe is evaluated. The study integrates an experimental approach and geochemical models simulations. The accelerated ageing of the geothermal grout is evaluated in laboratory subjecting the grout to realistic geochemical and thermal aggressions to which the grout can be subjected. The parameters related to the thermal conductivity and the permeability are particularly monitored. An experimental setting is developed to reproduce the operating conditions of a geothermic probe under realistic containment conditions. The experimental results are input of the geochemical degradation models leading to the simulation of long time scale degradation around the probe. Conclusions relating to the service life rise from this study.*

*MOTS-CLÉS : coulis géothermique, conductivité thermique, perméabilité.*

*KEYWORDS: geothermal grout, thermal conductivity, permeability.*

---

## 1. Introduction

La durabilité des coulis géothermiques représente un enjeu majeur, car la réalisation des sondes géothermiques verticales (SGV) est confrontée à la difficulté de sceller « de façon continue et pérenne » des équipements (boucles de sonde) dans les forages réalisés dans le terrain encaissant. Dans un tel contexte, les principaux objectifs d'une bonne cimentation sont, d'assurer la protection de l'environnement en évitant notamment les infiltrations de surface ou la mise en connexion de plusieurs aquifères, d'assurer l'équilibre des contraintes mécaniques dans le forage, mais également d'optimiser le transfert de l'énergie (chaud et/ou froid) entre le sous-sol et l'échangeur. La particularité du comportement thermomécanique du coulis dans une sonde géothermique est principalement liée aux sollicitations thermiques associées au fonctionnement de la pompe à chaleur (en chaud ou en froid), ainsi qu'aux pics de fonctionnement à puissance maximale qui peuvent aboutir, dans le cas d'un dimensionnement inadapté de l'échangeur, au gel du coulis et des terrains. Pour garantir, sur le long terme (à minima la durée d'exploitation de la pompe à chaleur, si possible davantage), le bon scellement de l'ouvrage et les performances thermiques de l'installation géothermique, le coulis doit être à même de préserver sa capacité de transfert de chaleur (conductivité thermique), ainsi que ses propriétés mécaniques initiales et une stabilité physicochimique. Les travaux réalisés dans le cadre du projet DURACIM, ont pour principal objectif, de caractériser, en laboratoire, le vieillissement accéléré du coulis géothermique, en reproduisant les conditions



d'exploitation d'une sonde géothermique et d'agressions géochimiques auxquelles le coulis peut être soumis. Les phénomènes physiques observés et l'apparition d'éventuelles pathologies ont été couplés à un modèle géochimique permettant d'extrapoler, sur le long terme, la durabilité du coulis.

## 2. Approche expérimentale et modélisation des processus de dégradation

La méthodologie mise en œuvre pour évaluer la durabilité des coulis géothermiques repose sur le développement de deux dispositifs de caractérisation du coulis, l'interprétation des données thermomécaniques en liaison avec le vieillissement accéléré des échantillons en laboratoire et le développement des deux modèles géochimiques permettant de faire l'extrapolation du vieillissement accéléré sur une période de 25 ans.

Sur le plan expérimental, le projet s'articule autour de deux axes majeurs :

- Le développement d'un dispositif couplé, permettant de reproduire, à échelle réduite, le contexte de fonctionnement d'une SGV dans des conditions proches de celles d'un forage de ~200 m de profondeur. Ce dispositif permet de recréer les conditions de confinement du coulis dans une cellule œdométrique en acier, sous sollicitations thermiques, hydrauliques et contrainte mécanique constante (Figure 1).
- L'évaluation des conditions de dégradation d'éprouvettes de coulis géothermiques en dissociant les différents mécanismes d'altération (dispositif découplé). Ce dispositif permet d'immerger les éprouvettes de coulis dans un bain thermo-régulé, rempli de solutions plus ou moins agressives, sous contrainte atmosphérique.

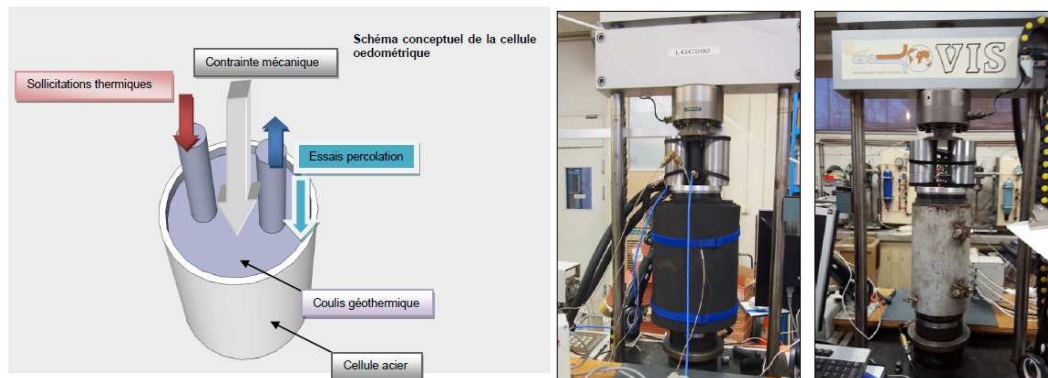


Figure 1. Schéma conceptuel et développement de la cellule œdométrique.

L'étude a été réalisée sur un coulis produit par un partenaire industriel (Heidelberg Cement). Le produit commercial retenu est le Thermocem, représentatif des produits disponibles sur le marché. La durabilité du coulis est évaluée en analysant l'évolution de deux indicateurs de performance :

- La conductivité thermique ( $\lambda$ ), paramètre qui influence la capacité à transférer l'énergie (chaud – froid), depuis les terrains vers le fluide caloporteur de la sonde géothermique, et donc, les performances de l'installation géothermique ;
- La perméabilité hydrique (K), paramètre qui influence la capacité du coulis à empêcher les éventuelles contaminations depuis la surface vers les eaux souterraines, mais également à éviter la mise en connexion des éventuels aquifères, et donc, de protéger l'environnement.

L'analyse et le suivi de l'évolution de ces deux paramètres sont faites sur des éprouvettes de coulis ayant subi des sollicitations thermiques, des cycles de gel - dégel, ainsi qu'une agression chimique.

Parallèlement au développement de ces deux dispositifs expérimentaux, deux modèles géochimiques sont développés [BLA 10] :

- Le premier, dénommé « modèle coulis » est un modèle géochimique de l'altération du coulis sans transport des éléments chimiques. Ce modèle prend en compte l'influence de la température ainsi que des différentes solutions chimiques au contact du coulis. Le modèle fournit la composition minéralogique et la composition de la solution obtenue au bout d'un temps théoriquement infini. Ce modèle permet de situer les évolutions des paramètres analysées en fonction du temps.
- Le deuxième modèle géochimique, dénommé « modèle d'altération », permet la production de calculs avec différents scénarios de contextes hydrogéologiques. Sur la base des résultats obtenus sur le pilote d'essais (dispositif couplé), le premier modèle géochimique (modèle coulis) a été complété en intégrant une composante de transport, afin de simuler la percolation de la solution et les conséquences sur la stabilité chimique du coulis. La prise en compte de la diffusion/advection de la solution de percolation

permet d'introduire une composante cinétique dans la simulation. Les calculs réalisés permettent d'évaluer la cohérence entre les paramètres physiques mesurés et l'évolution des paramètres chimiques et minéralogiques.

### 3. Résultats

Un certain nombre de travaux ont étudié l'influence de la composition du coulis sur sa conductivité thermique : teneurs relatives en ciments pur, bentonite, eau et en quartz [TAN 07], [PAR 11], [ALL 00], [LEE 10], voire en graphite [JOB 09] [DEL 12]. Il ressort de ces études qu'un coulis constitué principalement de sable, de ciment et d'eau, avec un rapport massique sable/eau très élevé (compris entre 2,0 et 2,4), présente une conductivité thermique de l'ordre de  $2,3 \text{ W.K}^{-1}.\text{m}^{-1}$ . La conductivité thermique de ce matériau est peu sensible à la teneur en eau (dessiccation), contrairement aux bentonites ou ciments [PER 09]. [ALL 00] a mesuré la conductivité hydraulique d'un échantillon de ce coulis, contenu dans un tube polyéthylène (PE) et a trouvé qu'elle est comprise entre  $10^{-9}$  et  $10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ .

Plusieurs essais ont été réalisés dans le dispositif couplé. Afin de reproduire les conditions de fonctionnement d'une SGV, au cours d'un essai, différents cycles de température ont été réalisés, pouvant conduire au gel et au dégel du coulis. Durant l'essai une charge verticale est appliquée sur le coulis et les pressions de fluide en amont et en aval sont contrôlées afin de générer un gradient vertical de pression de fluide. Les températures sont mesurées en différents points de la section de coulis. Le matériau étudié se révèle être de très bonne qualité et aucune altération de ses performances (dans l'optique d'une application géothermique) n'a pu être observée.

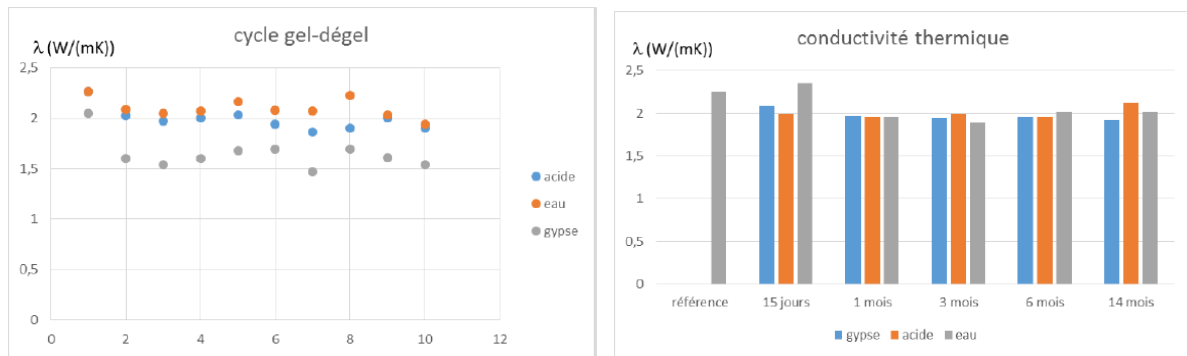
Dans le dispositif découplé, différentes conditions de dégradation sont étudiées : dans un premier cas, les éprouvettes de coulis sont exposées à différentes solutions agressives (eau, eau gypseuse, eau acide) dans des conditions de température isothermes ; dans le second cas, en plus des solutions agressives, les éprouvettes sont exposées à des cycles journaliers de gel / dégel (Figure 2). La conductivité thermique est mesurée après différentes périodes d'exposition ou cycles de gel /dégel. La conductivité thermique est mesurée en condition immergée par la méthode au fil chaud, en régime transitoire. Les résultats indiquent qu'il y a très peu d'évolution, que ce soit en présence des cycles de gel / dégel ou non (Figure 3). La conductivité thermique reste supérieure à  $1,5 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$  dans les conditions de gel / dégel, et de l'ordre de  $2 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$  dans les conditions isothermes. La perméabilité hydrique est mesurée initialement, puis après différentes échéances. La mesure est effectuée en cellule triaxiale sous gradient de pression en régime permanent (confinement 800 kPa et gradient hydraulique de 10 m). Les résultats indiquent dans tous les cas que la perméabilité reste inférieure à  $10^{-9} \text{ m.s}^{-1}$ . Il n'y a pas d'évolution claire, des phénomènes de colmatage et de décolmatage ayant certainement lieu dus à la précipitation et à la dissolution d'espèces chimiques dans la porosité durant les différentes phases de conservation / altération.



**Figure 2.** Gauche : Etat des éprouvettes après chaque cycle d'exposition gel-dégel (haut : eau, milieu eau gypseuse, bas : eau acide). Droite : Illustration de la conservation des carottes immergées dans les bacs placés dans les boîtes thermo-régulées lors d'un essai en condition isotherme.

Les modèles géochimiques ont été « alimentés » à partir des données expérimentales (minéralogie, porosité, diffusion, coefficient de diffusion...). Les modèles sont en accord avec les faibles évolutions constatées expérimentalement. Des profils élémentaires réalisés au MEB sur des échantillons hydratés pendant 1 an semblent globalement en accord avec les prédictions du modèle. Par ailleurs, le modèle montre un accord entre les compositions des solutions des bains de conservation acquises au bout d'un mois et au bout d'un an d'hydratation, ce qui conforte l'approche. Du point de vue des résultats des modèles géochimiques, on constate que la seule modélisation géochimique appliquée à l'évolution de la conductivité thermique ( $\lambda$ ) prédit une

augmentation à l'interface avec la solution. Mais elle prédit également, au bout de 30 ans, une disparition totale du liant hydraulique, dans une zone dont l'extension dépend du scénario envisagé (1 cm à 4 cm).



**Figure 3.** Evolution de la conductivité thermique - gauche : après chaque cycle gel-dégel pour les trois milieux de conservation - Droite : à chaque échéance pour les trois milieux de conservation.

#### 4. Conclusions et perspectives

L'étude a montré que les dispositifs expérimentaux étaient adaptés à l'étude de la durabilité des sondes géothermiques verticales. Les dispositifs couplés et découplés permettent d'étudier les phénomènes d'altération des coulis géothermiques avec une bonne reproductibilité des mesures. Le matériau étudié s'est révélé être de très bonne qualité et aucune altération de ses performances (dans l'optique d'une application géothermique) n'a pu être observée. Une variabilité intrinsèque au matériau a pu masquer les évolutions de propriétés étudiées. Les modèles géochimiques indiquent toutefois une disparition totale du liant hydraulique en 30 ans.

En termes de perspectives, les travaux suivants sont envisagés :

- Poursuivre les expérimentations réalisées sur le coulis Thermocem sur des périodes plus longues et/ou un plus grand nombre de cycles gel-dégel, afin d'identifier les limites de durabilité de ce matériau ;
- Appliquer les protocoles établis lors du présent projet de recherche à différents types de coulis (géothermiques ou non), de compositions et provenances diverses ;
- Faire évoluer les protocoles en vue d'une normalisation : identifier les principaux paramètres qui influence la durabilité d'un coulis, réduire éventuellement les protocoles en conséquence et proposer un mode opératoire standard applicable en « routine ».

#### 5. Remerciements

Duracim a été financé dans le cadre de la convention ADEME-BRGM-Université Rennes 1 n°1405C0037.

#### 6. Bibliographie

- [BLA 10] Blanc, P., Bourbon, X., Lassin, A., Gaucher, E.C. (2010b). Chemical model for cement-based materials: Thermodynamic data assessment for phases other than C-S-H. *Cement and Concrete Research* 40:1360-1374.
- [TAN 07] Tang, A-M., Cui, Y-J. et Le, T-T. (2007). A study on the thermal conductivity of compacted bentonites. *Applied Clay Science*, Vol. 41, pp. 181-189.
- [PAR 11] Park, M., et al. (2011). Applicability of cement-based grout for ground heat exchanger considering heating-cooling cycles. *SCIENCE CHINA - Technological Sciences*, Vol. 54, 7, pp. 1661-1667.
- [ALL 00] Allan, M. L. (2000). Materials characterization of superplasticized cement±sand grout. *Cement and Concrete Research*. Vol. 30, pp. 937-942.
- [LEE 10] Lee, C., et al. (2010). Characteristics of thermally enhanced bentonite grouts for geothermal heat exchanger in South Korea. *SCIENCE CHINA Technological Sciences*, Vol. 53, 1, pp. 123-128.
- [JOB 09] Jobmann, M. et Buntebarth, G. (2009). Influence of graphite and quartz addition on the thermo-physical properties of bentonite for sealing heat-generating radioactive waste. *Applied Clay Science*, Vol. 44, pp. 206-210.
- [DEL 12] Delaleux, F., et al. (2012). Enhancement of geothermal borehole heat exchangers performances by improvement of bentonite grouts conductivity. *Applied Thermal Engineering*, Vol. 33-34, pp. 92-99.
- [PER 09] Perry, R.L. et Smith, M.D. (2009). Borehole grouting: field studies and thermal performance testing. *ASHRAE Transactions*, Vol. 105.

---

# How many cores are needed to assess on site concrete strength with non-destructive techniques ?

Breyse Denys<sup>1</sup>, Romao Xavier<sup>2</sup>, Alwash Maitham<sup>1,3</sup>, Balayssac Jean-Paul<sup>4</sup>, Sbartai Zoubir Mehdi<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université Bordeaux, I2M-UMR CNRS 5295, [d.breyse@i2m.u-bordeaux1.fr](mailto:d.breyse@i2m.u-bordeaux1.fr)

<sup>2</sup> University of Porto, [xnr@fe.up.pt](mailto:xnr@fe.up.pt)

<sup>3</sup> University of Babel, Iran, [maitham\\_alwash@yahoo.com](mailto:maitham_alwash@yahoo.com)

<sup>4</sup> LMDC, INSA-Université Paul Sabatier, Toulouse, [balayssac@insa-toulouse.fr](mailto:balayssac@insa-toulouse.fr)

---

**ABSTRACT.** The RILEM Technical Committee (TC-ISC 249) was devoted to the writing of practical guidelines for the reliable estimation of concrete strength in existing structures using non-destructive techniques. This work accounted for recent research findings and used both real datasets from existing structures and synthetic datasets, enabling a systematic analysis of the influence of key variables. Three target levels of assessment (Estimation Quality Level – EQL) have been defined for which recommendations specify all useful steps (among which the quantification of the measurement quality). They also provide practicable information for the everyday engineering practice, as for example the prescription of a minimum number of cores required to fulfil each target EQL, i.e. the tolerance interval on the estimated parameter.

**RÉSUMÉ.** Le Comité Technique de la RILEM (TC-ISC 249) s'est consacré à la rédaction de recommandations opérationnelles pour une estimation fiable de la résistance en place du béton des ouvrages par méthodes non destructives. Ce comité a exploité les avancées récentes faites par les chercheurs de ce domaine. Le travail, s'appuyant sur des jeux de données issues d'ouvrages réels et des jeux de données synthétiques, ont permis d'identifier le rôle des facteurs qui contribuent le plus à la qualité des estimations. Trois niveaux d'exigence (EQL) ont été définis pour lesquels les recommandations précisent les tâches indispensables (en particulier l'évaluation de la qualité des mesures). Elles fournissent des informations pratiques telles que le nombre de carottes à prélever pour identifier les paramètres du modèle de conversion entre mesures ND et résistance, en respectant l'intervalle d'incertitudes correspondant à chaque EQL.

**KEYWORDS:** concrete strength, core sampling, non-destructive evaluation, precision, risk

**MOTS-CLES:** carottage, échantillonnage, évaluation non destructive, précision, résistance du béton, risque

---

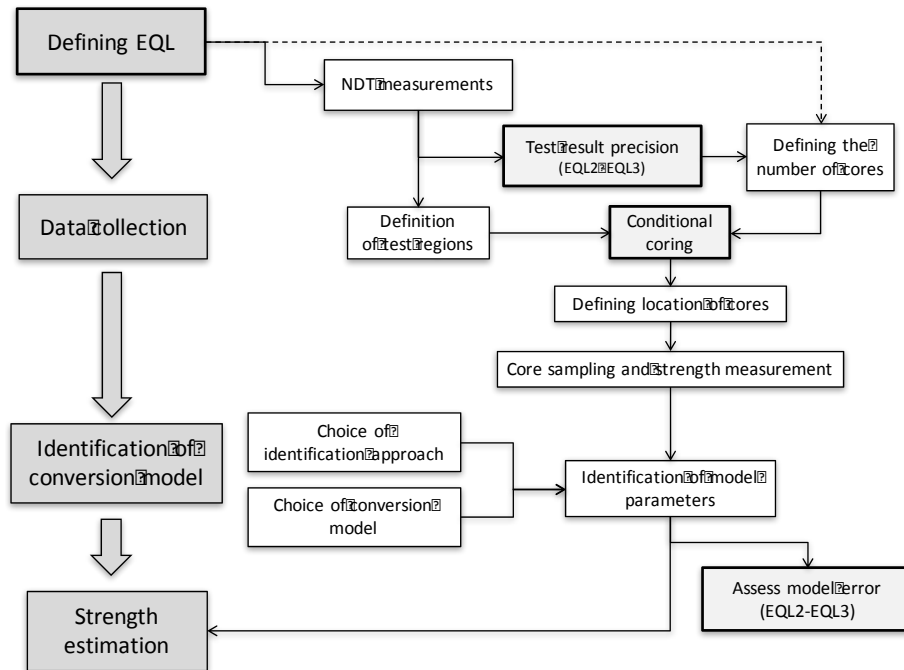
## 1. Recommendations for a consistent approach for assessing the on-site concrete strength

Concrete strength assessment in existing buildings using non-destructive techniques (NDT) remains a challenging issue. The RILEM Technical Committee TC-ISC 249 (In-situ strength evaluation of concrete) was created to develop and validate a methodology that would guarantee the quality and the reliability of such an assessment. This committee has identified the most controversial issues and the necessary key points to analyze them and produced recommendations that can be useful for engineers facing this question. The fundamental aspects of the recommendations can be summarized through the flowchart of Figure 1 which covers all the steps of the investigation and assessment program. All steps are described, with emphasis on a series of key issues (grey boxes with bold contour) that include:

- The definition of the target Estimation Quality Level (EQL) that establishes target tolerance intervals on three quantities: mean strength, standard deviation of strength, local strength values. The RILEM TC has defined three different EQL that correspond to progressively more severe requirements for the assessment, as described in Table 1 (the original table from the recommendations has been simplified here for the sake of clarity). At the first level, EQL1, estimating the mean strength is the unique challenge, with a tolerance interval of +/- 15% around its true value. For the two other levels, the three targets are considered, with more ambitious objectives for EQL3 than for EQL2.

- The assessment of the Test Result Precision (TRP) which is quantified through the within-test-repeatability (WTR), either in terms of standard deviation or of coefficient of variation. The WTR values derives from the physical processes involved in the test method, the sensitivity to fluctuations of influencing parameters (like environmental conditions), the quality of the device and the experience of the investigator. A meta-analysis by (Pessiki, 2003) has provided, for instance,  $COV_{rep}$  values 0.4 % and 1.9 % for ultrasonic pulse velocity (UPV) measurements. For all common NDT techniques, three levels of Test Result Precision (TRP), respectively TRP1, TRP2 and TRP3, have been defined (Table 2) in order to lead, after converting the NDT test results into strength values, to an identical uncertainty interval on strength irrespective of the NDT type.

- The use of conditional coring, which defines the location of cores after an efficient first screening of the structure using NDTs. By following this option, the distribution of concrete strengths obtained from the extracted cores is expected to be similar to that of the whole structure. Conditional coring can provide the same quality of assessment with a reduced number of cores and it is more profitable when the number of cores is



smaller.

**Figure 1.** Flowchart for a consistent concrete strength assessment approach.

**Table 1.** Relation between the estimation quality levels (EQL) and the target tolerance intervals on strength assessment (abstract of the original table)

Estimated property	EQL1	EQL2	EQL3
Mean value of local strengths	$\pm 15\%$	$\pm 15\%$	$\pm 10\%$
Standard deviation of local strengths	not addressed	4 MPa	2 MPa
Root mean square error on local strength		6 MPa	4.5 MPa

**Table 2.** Definition of the three TRP classes ( $COV$  = coefficient of variation)

Coefficient of variation $COV_{rep}$	TRP1 high precision	TRP2 medium precision	TRP3 poor precision
For Rebound Hammer RH	$COV_{rep} \leq 3\%$	$3\% < COV_{rep} \leq 7\%$	$COV_{rep} > 7\%$
For Ultrasonic Pulse Velocity UPV	$COV_{rep} \leq 1\%$	$1\% < COV_{rep} \leq 3\%$	$COV_{rep} > 3\%$

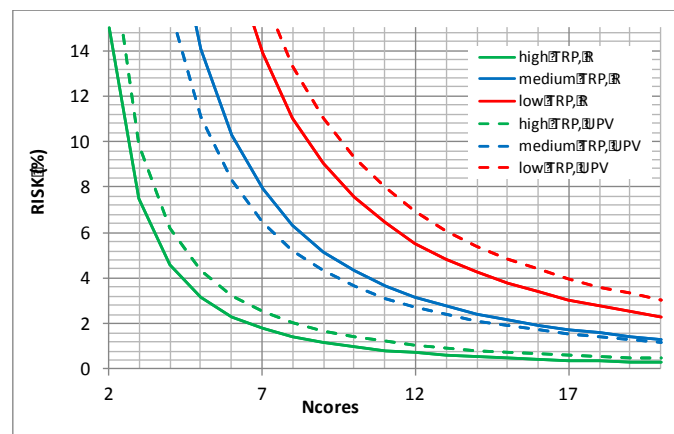


## 2. How many cores are needed?

The number of cores required for reaching the prescribed targets is a complex issue, since many factors influence the quality of the estimate. These factors have been analyzed in detail by Alwash et al [ALW 15], where the risk curve concept was also developed. Using synthetic simulations, the investigation and assessment process was reproduced for a variety of contexts and, by varying the values of the most influencing factors, the distribution of final strength estimates around the true values was quantified [ALW 17]. The next step was to quantify the risk of missing the prescribed targets defined for each EQL. Finally, all simulation results were post-processed in order to identify empirical multi-variable risk functions with the following format:

$$R = a (N_c)^b (\varepsilon_{\text{NDT}})^c (f_{c \text{ mean}})^d (\text{sd}(f_c))^e \quad (1)$$

where  $R$  is the risk,  $N_c$  is the number of cores,  $\varepsilon_{\text{NDT}}$  is the WTR,  $f_{c \text{ mean}}$  is the mean concrete strength,  $\text{sd}(f_c)$  is the strength standard deviation, and  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  and  $e$  are fitted parameters. These functions were defined for each of the three possible targets and the various tolerance intervals defined in Table 1. Examples of these functions are provided in Figure 2 for a concrete category with  $f_{c \text{ mean}} = 30$  MPa and  $\text{cv}(f_c) = 20\%$ , for the three TRP levels and for NDT measurements defined by RH or UPV.



**Figure 2.** Risk model curves for a target on  $f_c$  at  $\pm 10\%$ , risk is given in %.

As expected, there is a clear decrease of the risk when  $N_c$  increases. However, it can be seen that TRP has also a major effect: the required number of cores to reach a 5% risk is respectively 4 for R (and 5 for UPV) for high precision TRP, 7 for R (and 9 for UPV) for medium precision TRP and 13 for R (and 15 for UPV) for low precision TRP. One can also see the closeness of the curves for RH and UPV, hence justifying the intervals defined in Table 2, since these intervals effectively lead to similar performances irrespective of the type of NDT.

However, the curves in Figure 2 are only valid for a given concrete category (i.e. a pair of mean strength and standard deviation) and it was difficult to provide results adapted for everyday engineering practice. Thus, an additional post-processing step was performed in order to build tables providing a minimum number of cores for various concrete categories once TRP and WTR are known (these are the two first key steps of the flowchart of Figure 1).

The simulation results were synthesized in a final step to provide, in a simple format, practical prescriptions regarding the minimum number of cores for each specific context. The context is defined by the concrete category (mean strength and variability), by the quality of measurements (TRP level) and by a series of options made during the investigation and assessment stages (choice of core location, type of conversion model, method chosen for identifying its parameters, i.e. for fitting the model, etc). To be easier to handle, this information was summarized in tables like those of Figures 3a-b and 4.

The numbers in these tables are only indicative, since they correspond to specifications that were not fully detailed in this paper: the target precision on concrete variability is absolute (respectively 2 and 4 MPa at EQL1 and EQL2), while the target precision on local strength values is relative (respectively 20% and 15% of the mean strength at EQL1 and EQL2). These numbers cannot be taken at face value to be used in a different context and interested readers. For more details, extensive text extensive information will be provided in the RILEM recommendations.

Medium TRP						Medium TRP					
fc mean	cv					fc mean	cv				
	10	15	20	25	30		10	15	20	25	30
10	4	5	6	6	7	10	13	17	20	24	27
15	3	4	4	5	5	15	8	10	12	14	16
20	3	3	4	4	4	20	5	7	8	9	11
25	2	3	4	4	4	25	4	5	6	7	8
30	2	3	4	4	4	30	3	4	5	6	6
35	2	2	4	4	4	35	3	4	5	5	5
40	2	2	4	4	4	40	4	4	5	5	5
45	2	2	4	4	4	45	4	5	5	5	5
50	2	2	4	4	4	50	5	5	5	6	6

**Figure 3a-b.** Prescribed number of cores for EQL1 (a-left) and EQL2 (b-right) for medium TRP (rebound hammer test results). These numbers are only illustrative, and cannot be taken at face value.

Poor TRP					
fc mean	cv				
	10	15	20	25	30
10	7	8	9	10	11
15	6	6	7	7	8
20	6	6	6	6	7
25	6	6	6	6	6
30	6	6	6	6	6
35	6	6	6	6	6
40	6	6	6	6	6
45	6	6	6	6	6
50	6	6	6	6	6

**Figure 4.** Prescribed number of cores for EQL1 for poor TRP (rebound hammer test results). These numbers are only illustrative, and cannot be taken at face value.

The two tables of Figure 3 correspond to the case of medium TRP (i.e. TRP 2 in Table 2) for respectively EQL1 (on left) and EQL2 (on right). Figure 4 corresponds to the case of poor TRP (i.e. TRP 3 in Table 2) for EQL1. Despite the fact that these numbers are only illustrative, two interesting comments can be done:

- The prescribed number of cores is no longer a constant but depends on the severity of the assessment targets, on the quality of the NDT measurements (TRP) and on the concrete properties. Therefore, the same number can be relevant in one case and not in another.
- The major influence of TRP is confirmed, since numbers in Figure 4 (poor TRP) are significantly larger than those in Figure 3a.

### 3. Conclusion: new guidelines for a reliable assessment of concrete strength

The RILEM Technical Committee TC-ISC 249 was created in order to consider how recent research advances in NDT for concrete structures could be transferred to the everyday practice of engineers. A consistent approach of the investigation of existing concrete structures has been defined and recommendations will be published soon. These recommendations cover all stages of the investigation and assessment while pointing the major issues and mandatory tasks for reaching reliable concrete strength estimates. Practicable information for everyday practice are also provided, through a recommended minimum number of cores adapted to each specific context.

#### Acknowledgements

The authors thank all members of RILEM TC ISC 249 for their ideas and their contribution to the RILEM guidelines.

#### 4. References

[ALW 15] AL WASH M., BREYSSE D., SBARTAI Z.M., Non-destructive strength evaluation of concrete : analysis of some key factors using synthetic simulations, *Constr. Build. Mat.*, 99, 235-245, 2015.



[ALW 17] ALWASH M., BREYSSE D., SBARTAI Z.M., Using Monte-Carlo simulations to evaluate the efficiency of different strategies for nondestructive assessment of concrete strength, *Materials and Structures*, 50, 1, 2017.

[PES 03] PESSIKI S.P. (chair), In-place methods to estimate concrete strengths, ACI 228.1R-03 report, 2003.

---

# Identification des mécanismes d'endommagement de la liaison armature-béton par mesures acoustiques

Léon Chiriatti<sup>1</sup>, Pierre François<sup>1</sup>, Hugo Mercado-Mendoza<sup>1</sup>, Komla Lolonyo Apedo<sup>1</sup>, Christophe Fond<sup>1</sup>, Françoise Feugeas<sup>2</sup>

<sup>1</sup> ICube, Université de Strasbourg, CNRS, 2 Rue Boussingault, 67000 Strasbourg, France

<sup>2</sup> ICube, INSA de Strasbourg, CNRS, 24 Boulevard de la Victoire, 67000 Strasbourg, France

---

*RÉSUMÉ.* L'interaction entre une armature à haute adhérence (HA) et le béton est habituellement interprétée comme la succession de trois mécanismes physiques : adhésion chimique, enchevêtrement mécanique et friction. La position de la barre, au cœur du béton, complique cependant la mise en évidence expérimentale de ces phénomènes. Les ondes acoustiques, se transmettant au travers du milieu solide, représentent un moyen d'accès non intrusif à la zone de contact entre l'armature et le béton. Cette étude, basée sur une campagne d'essais d'arrachement instrumentée de capteurs ultrasonores, croise les mesures conventionnelles (force, déplacement) et la variation du temps de parcours de l'onde sonore à travers l'échantillon. L'observation d'une augmentation très faible mais mesurable de la durée de vol du front d'onde apporte un éclairage sur la nature des mécanismes d'endommagement en jeu au niveau de l'interface armature-béton. Ce résultat est confirmé sur un béton de granulats recyclés de béton. Cette étude permet de proposer une réinterprétation du rôle du marquage crénelé imprimé sur la surface des barres HA (les « verrous ») dans le processus d'enchevêtrement mécanique.

*ABSTRACT.* The interaction between high-bond steel reinforcing bar (rebar) and concrete is traditionally interpreted as a sequence of three mechanisms: chemical adhesion, mechanical interlocking and friction. However, these phenomena occur inside the concrete bulk, making experimental confirmation difficult. Thus, the ability of acoustic waves to travel through the material represents a non-invasive method to investigate the bond behaviour between rebar and concrete. This study is based on a pull-out test campaign enhanced by an ultrasonic instrumentation. This experimental setup allows the cross-referencing of the conventional measurements (force, displacement) with the time needed for the acoustic wave to cross the sample. Monitoring of the acoustic wave flight-time was used in order to investigate the damage mechanisms occurring at the rebar-concrete interface. The results, confirmed by additional tests performed on recycled aggregate concrete, lead to a plausible reinterpretation of rebar ribs' role in the mechanical interlocking process.

*MOTS-CLÉS :* béton-armé, ultrasons, endommagement, frottement, granulats recyclés.

*KEY WORDS :* reinforced-concrete, ultrasound, damage, friction, recycled aggregate.

---

## 1. Introduction

L'interface armature-béton est, par nature, inaccessible à toute mesure directe. La description de son comportement est de ce fait essentiellement basée sur de nombreuses formulations empiriques [FIB 00, SHE16]. Cette démarche « au cas par cas » est coûteuse en temps et s'avère de moins en moins appropriée compte tenu de la diversification croissante des bétons de structure. La compréhension des processus d'endommagement induits par l'interaction armature-béton nécessite donc toujours de nombreuses recherches [TAS 12, DAO 13, CAO 14].

L'essai d'arrachement est basé sur l'extraction d'un tronçon de barre d'un bloc de béton. Il constitue le moyen le plus économique et répandu de caractérisation de la liaison entre une armature et un béton. Certaines variantes, basées sur une adaptation géométrique de l'échantillon d'arrachement, permettent un accès direct et en cours d'essai aux processus d'endommagement se déroulant au niveau de l'interface [TRA 07, LEI 16]. Elles soulèvent cependant la question de la représentativité de l'essai.

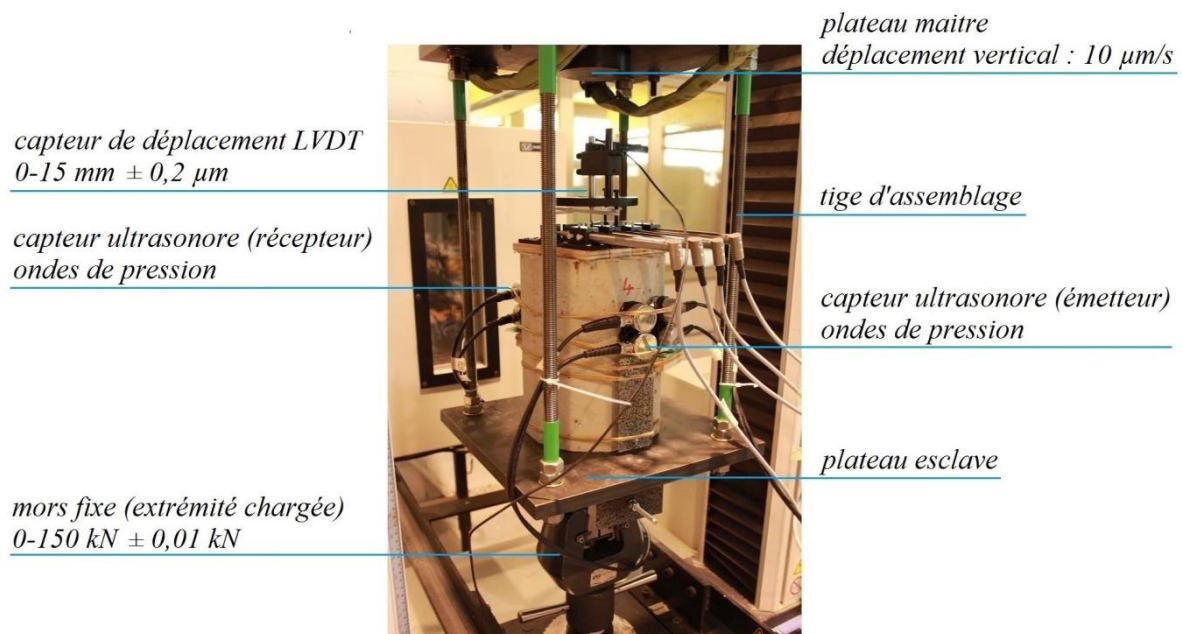
Les ondes acoustiques, se transmettant au travers du milieu solide, représentent une solution non-intrusive permettant d'obtenir des informations issues du cœur de l'échantillon sans perturber l'essai [WAN 16]. Le présent travail, fondé sur une campagne de tests d'arrachement, croise les résultats de mesures mécaniques (force, déplacement) et ultrasonores afin d'étayer une description physique de l'endommagement de la liaison armature-béton. Ce résumé se concentre sur l'étude de la phase initiale d'endommagement de l'interface.

## 2. Contexte expérimental

### 2.1. Montage

L'échantillon, constitué d'un tronçon de barre à haute-adhérence (HA) HA12 noyé au centre d'un cylindre en béton, est soumis à un essai d'arrachement (Figure 1 et Figure 2). Un effort de traction, noté  $F$ , est appliqué à l'extrémité inférieure de l'armature (Figure 2). Deux gainages éloignent la zone de contact armature-béton des bords de l'enrobage (Figure 2). La longueur d'ancrage  $l_{adh}$  est fixe et égale à 100 mm (Figure 2).

La mesure acoustique est réalisée par deux capteurs ultrasonores d'ondes de pression opposés diamétralement (Figure 2 et Figure 5.1). L'excitation est produite par un générateur de signaux électriques de manière à émettre une onde acoustique d'une longueur voisine de 20 mm : de l'ordre de la dimension des plus gros granulats (Figure 2). Le signal reçu est filtré et amplifié en amont du système d'acquisition (Figure 2).



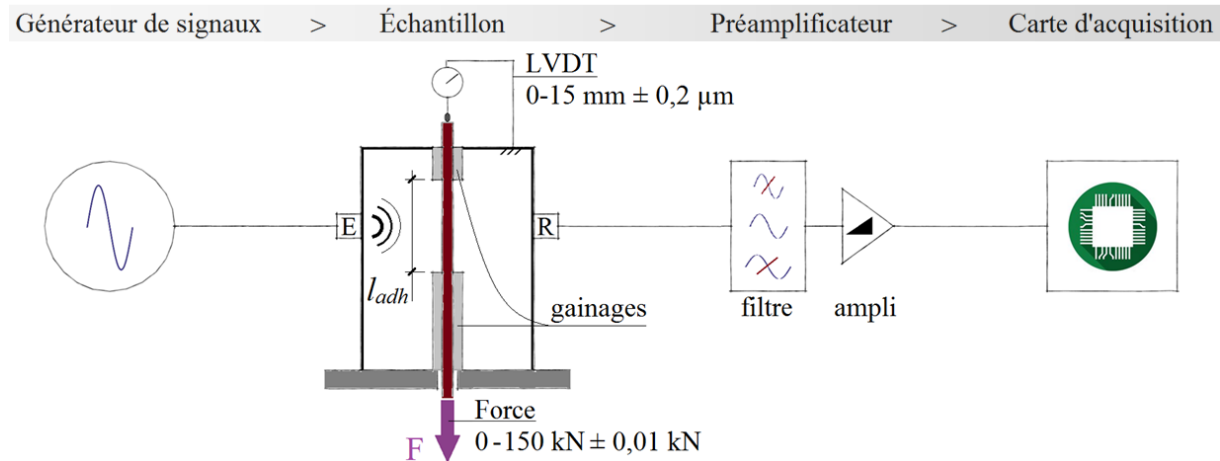
**Figure 1.** Aperçu du dispositif expérimental.

### 2.2. Matériaux d'étude

Cette étude est réalisée sur deux types de béton, sur la base d'un panel de  $2 \times 12$  échantillons d'arrachement. La première composition (béton-N) est celle d'un béton de granulats naturels. La deuxième formulation (béton-R) est basée sur la substitution totale des petits et gros gravillons naturels par des granulats recyclés de béton. Un

sable naturel identique à la première formulation est conservé. Le ratio *eau efficace/ciment* des deux formulations est de 0,67.

L'armature à haute adhérence est une barre HA12 standard pourvue de deux rangées de verrous de hauteur variable (Figure 3.1). Ces rangées sont séparées par deux nervures longitudinales. Le diamètre nominal de la barre, noté  $d_{nom}$ , est de 12 mm. Le diamètre du cercle circonscrit à la ligne de crête des verrous, noté  $d_{max}$ , est de 12,9 mm. Celui du cercle inscrit, noté  $d_{min}$ , est égal à 11,3 mm.



**Figure 2.** Schéma synoptique du montage expérimental.

La surface rugueuse de l'armature favorise une forte intrication avec le béton frais lors du coulage. Le pourcentage surfacique de l'enveloppe de l'armature HA12 capable de piéger du béton par ce mécanisme est estimé à 70%. Un coefficient  $f_K = 0,7$  (Figure 3.1) est de ce fait introduit dans l'Équation [1]. Cette dernière exprime la contrainte moyenne de cisaillement, notée  $\tau$ , agissant sur la surface de rupture  $\Sigma$  entre les poches de béton solidaires du déplacement de l'armature (appelées « adents de béton ») et le béton d'enrobage (Figure 5.2).

Le Tableau 1 rassemble les principales propriétés mécaniques des matériaux. L'introduction d'une formulation de béton recyclé permet, à squelette granulaire et densité comparables, d'obtenir une raideur du matériau moindre (-15 %), se répercutant sur la vitesse de propagation  $V$  des ondes acoustiques (-9 %). Notons que le son se propage à travers l'acier de l'armature 20 % plus rapidement que dans le béton.

**Tableau 1.** Propriétés mécaniques normalisées des matériaux (NF EN 12390) ; *moyenne* (écart-type).

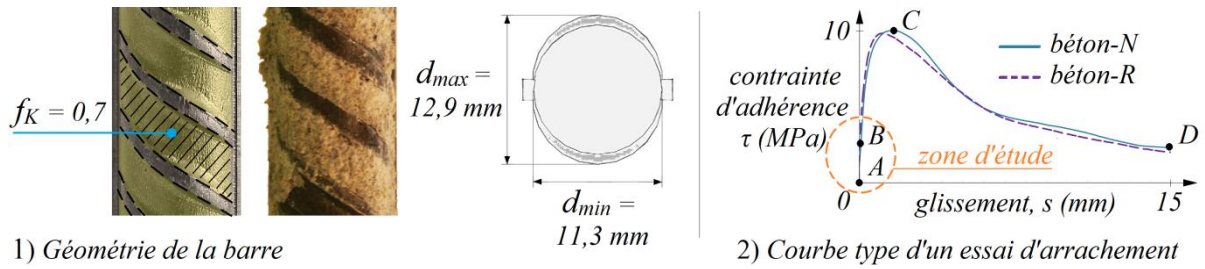
désignation	notation	unité	béton-N	béton-R	HA12
masse volumique à l'état durci	$\rho$	kg.m <sup>-3</sup>	<b>2350</b> (6)	<b>2203</b> (11)	<b>7794</b> (18)
résistance à la compression	$f_{cm}$	MPa	<b>27,2</b> (0,7)	<b>25,7</b> (1,1)	$f_y = 500$
résistance à la traction	$f_{ctm}$	MPa	<b>2,4</b> (0,1)	<b>2,0</b> (0,1)	
module d'élasticité	$E$	GPa	<b>31,4</b> (0,6)	<b>26,6</b> (0,5)	<b>192</b> (3)
vitesse des ondes de pression	$V$	m.s <sup>-1</sup>	<b>4633</b> (31)	<b>4226</b> (72)	<b>5589</b> (59)

### 3. Résultats et discussion

L'exploitation des résultats expérimentaux obtenus par mesures mécaniques (Figure 4.1) et par mesures acoustiques (Figure 4.2) est réalisée sur le tronçon A-B du comportement de la liaison armature-béton dite phase « d'adhésion chimique » [FIB 00] (Figure 3.2).

#### 3.1. Mesures mécaniques

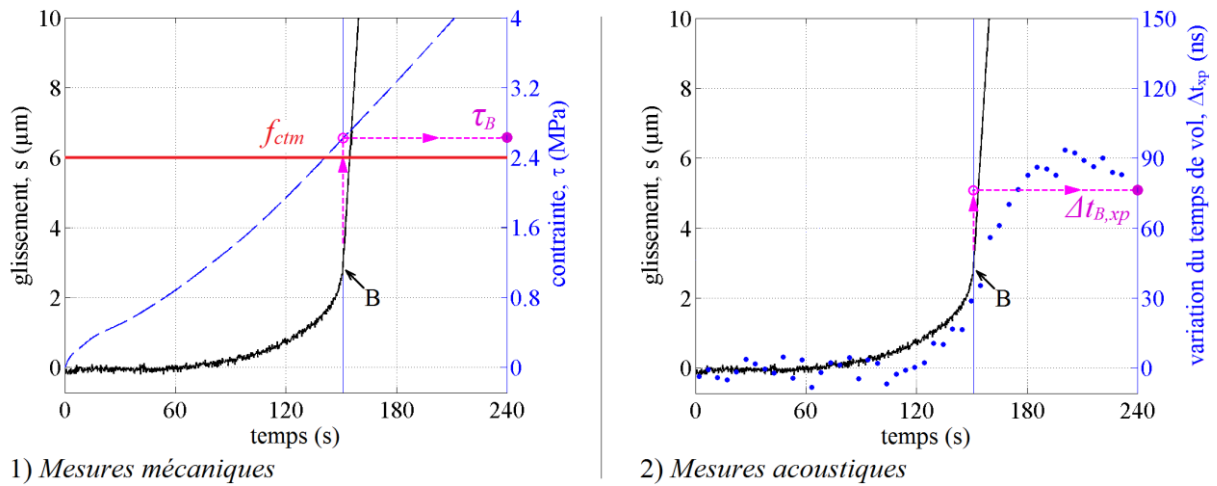
Le changement de régime brutal de l'évolution du glissement (courbe noire en trait plein de la Figure 4.1 et de la Figure 4.2), correspondant au point B du comportement global de la liaison, marque la transition depuis le domaine des déformations (A-B) vers celui du glissement (B-D). La mesure de l'effort  $F_B$  correspondant à cette transition (Figure 4.1) est utilisée pour déterminer la contrainte moyenne de cisaillement  $\tau_B$  correspondante (Équation [1]).



**Figure 3.** Caractéristiques de la barre HA12.

Ces résultats, consignés dans le Tableau 2, montrent que la contrainte  $\tau_B$  est peu éloignée de la résistance en traction  $f_{cm}$  du béton : béton-N : 1,9/2,4 MPa, béton-R : 2,1/2,0 MPa (Figure 4.1, Tableau 1, Tableau 2). Ce résultat suggère que l'état de contrainte agissant au droit de la surface de rupture  $\Sigma$  est, au cours de la phase A-B, proche du cisaillement pur. Le point B (Figure 3.2, reporté Figure 4.1 et Figure 4.2) est dès lors assimilé à la formation d'une discontinuité produite par la séparation des adents de béton du reste de l'enrobage (Figure 5.2).

$$\tau_{(B)} = \frac{F_{(B)}}{f_K \pi d_{nom} l_{adh}} \quad [1]$$



**Figure 4.** Courbes expérimentales types de l'essai d'arrachement.

### 3.2. Mesures acoustiques

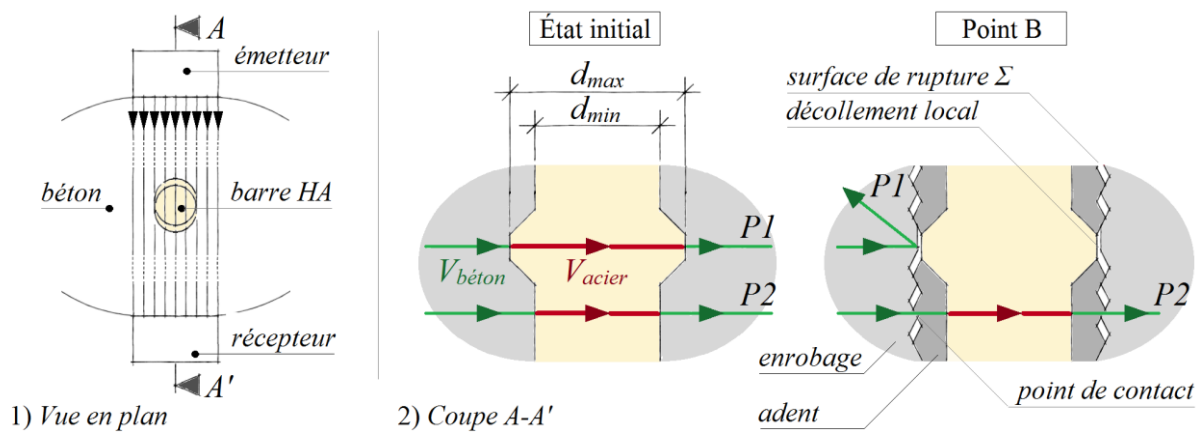
Le temps de vol représente la durée de voyage de l'onde qui suit le trajet acoustique le plus rapide. Toute lame d'air présente dans un milieu solide est susceptible d'agir comme un écran acoustique et de réfléchir l'onde. À partir du point B, une augmentation très faible du temps de vol est observée expérimentalement (Figure 4.2). Cette augmentation de l'ordre de  $0,2\% \pm 0,05\%$  du temps de parcours  $t_0$  mesuré avant application du chargement (Tableau 2) ne peut, qualitativement parlant, qu'être attribuée à un processus d'endommagement très local de l'interface armature-béton.

Le mécanisme suggéré par la Figure 5.2 pourrait justifier quantitativement l'origine du saut de temps de vol, à priori fortement corrélé à l'instant de la formation de la discontinuité  $\Sigma$ . Le décalage temporel théorique  $\Delta t_{B,th}$  entre le parcours P1 (plus rapide) et le parcours P2 est obtenu, sur la base de la Figure 5.2, par l'équation [2].

$$\Delta t_{B,th} = (d_{max} - d_{min}) \left( \frac{V_{acier} - V_{béton}}{V_{acier} \cdot V_{béton}} \right) \quad [2]$$

**Tableau 2.** Mesures expérimentales et prédictions théoriques ; moyenne (écart-type).

formulation	$F_B$ (kN)	$\tau_B$ (MPa)	$t_0$ ( $\mu$ s)	$\Delta t_{B,sp}$ (ns)	$\Delta t_{B,th}$ (ns)
béton-N	5,13 (1,11)	1,9 (0,4)	39,4 (0,8)	75 (18)	59
béton-R	5,46 (0,84)	2,1 (0,3)	44,1 (0,5)	121 (27)	92



**Figure 5.** Idéalisations du processus d'endommagement.

Le Tableau 2 permet de comparer, pour les deux bétons étudiés, la variation expérimentale du temps de vol  $\Delta t_{B,xp}$  au résultat théorique  $\Delta t_{B,th}$ . L'écart d'environ 20 % témoigne, compte tenu de facteurs tels que l'échelle du phénomène mesuré, l'hétérogénéité du béton et le caractère idéalisé de la modélisation, d'une bonne adéquation entre le modèle proposé et la mesure. De plus, l'augmentation du temps de vol mesurée dans le cas des éprouvettes de béton recyclé est, en accord avec la prédiction théorique, plus importante que celle mesurée dans le cas du béton de granulats naturels.

#### 4. Conclusion

Cette étude vise à montrer la capacité des mesures acoustiques à apporter un éclairage nouveau sur les mécanismes et l'évolution des dégradations de l'interface armature-béton. L'échelle du phénomène observé à travers ce travail suggère qu'une identification des mécanismes d'endommagement à l'œuvre au voisinage de l'armature est envisageable sans avoir recours à une adaptation de la géométrie de l'échantillon.

Les résultats amènent à supposer la formation d'une discontinuité à l'instant où la contrainte tangentielle avoisine la résistance en traction du béton. « L'adhésion chimique » s'apparente de ce fait à la mobilisation de la capacité de résistance au cisaillement de l'interface adents/enrobage. L'enchevêtrement mécanique semble quant à lui relever du contact rugueux entre les parois en béton de la fissure générée par la séparation adents/enrobage.

Cela semble justifier l'efficacité d'une armature HA par sa capacité à jouer le rôle « d'emporte-pièce ». La faculté de haute-adhérence serait alors due à l'amélioration du frottement du fait du contact béton-béton, plus rugueux que le contact acier/béton offert par une barre lisse. Des mesures additionnelles permettraient de valider cette hypothèse, ainsi que de confirmer, sinon d'enrichir, les modèles de comportement actuels.

#### 5. Bibliographie

- [CAO 14] CAO C., REN T., COOK C., CAO Y. « Analytical approach in optimizing selection of rebar bolts in preventing rock bolting failure », *International Journal of Rock Mechanics and Mining*, vol. 72, 2014, p. 16-25.
- [DAO 13] DAOU D. A., MAUREL O., LABORDERIE C., « 2D mesoscopic modelling of bar-concrete bond », *Engineering Structures*, vol. 49, 2013, p. 696-706.
- [FIB 00] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, *Bond of reinforcement in concrete: state-of-art report*, Bulletin 10, 2000.
- [LEI 16] LEIBOVICH O., DANCYGIER A. N., YANKELEVSKY D. Z., « An innovative experimental procedure to study local rebar-concrete bond by direct observation and measurements », *Experimental Mechanics*, vol. 56, n° 5, 2016, p. 673-682.
- [SHE 16] SHEN D., SHI X., ZHANG H., DUAN X., JIANG G., « Experimental study of early-age bond behavior between high strength concrete and steel bars using a pull-out test », *Construction and Building Materials*, vol. 113, 2016, p. 653-663.
- [TAS 12] TASTANI S. P., PANTAZOPOULOU S. J., « Reinforcement and concrete bond: State determination along the development length », *Journal of Structural Engineering*, vol. 139, n° 9, 2012, p. 1567-1581.
- [TRA 07] TRAN B. H., BERTHAUD Y., RAGUENEAU F., « Essai PIAF: Pour Identifier l'Adhérence et le Frottement », *18<sup>ème</sup> Congrès Français de Mécanique*, Grenoble, 2007.
- [WAN 16] WANG L., YI J., XIA H., FAN L., « Experimental study of a pull-out test of corroded steel and concrete using the acoustic emission monitoring method », *Construction and Building Materials*, vol. 122, 2016, p. 163-170.

---

# Impression 3D par la méthode de liaison sélective de granulat : pénétration de ciment dans des assemblages granulaires

Alexandre Pierre<sup>1</sup>, Daniel Weger<sup>2</sup>, Arnaud Perrot<sup>3</sup>, Dirk Lowke<sup>4</sup>

<sup>1</sup> L2MGC EA4114, Université de Cergy-Pontoise, 5 mail Gay-Lussac – Neuville-sur-Oise, 95031 Cergy-Pontoise, France

<sup>2</sup> Technical University of Munich, Centre for Building Materials (cbm), Munich, Germany

<sup>3</sup> UEB-LIMATB, ECOMATH, Université de Bretagne Sud, Centre de Recherche de St Maudé, 56321 Lorient, France

<sup>4</sup> Technical University of Braunschweig, Department of Building Materials, Braunschweig, Germany

---

**RÉSUMÉ.** Les procédés d'impression 3D des matériaux cimentaires pourraient apporter une innovation architecturale et structurelle dans l'industrie de la construction. Parmi les procédés d'impression 3D existants, l'un des plus intéressants est la méthode de liaison sélective de granulats. Une structure est construite couche par couche en appliquant de manière sélective une pâte de ciment sur un assemblage d'agrégat en utilisant une imprimante 3D. Nous montrons dans cet article que la résistance à la compression de matériaux fabriqués par une telle technique est directement liée à la profondeur de pénétration de la pâte de ciment dans la couche élémentaire d'agrégats. A partir de ce résultat, cet article vise à prédire la profondeur de pénétration des pâtes de ciment dans l'assemblage de particules (sable). Une approche théorique a été développée pour évaluer la profondeur de pénétration en fonction du diamètre moyen des grains de sable et de la contrainte seuil de cisaillement de la pâte de ciment. Nous soulignons dans ce travail que la prédiction de la pénétration avec un modèle analytique est une technique efficace pour assurer la construction de matériaux à base de ciment avec la méthode de liaison sélective.

**ABSTRACT.** 3D printing processes of concrete and cement based materials could bring architectural and structural innovation in construction industry. Among the 3D printing processes that could bring new perspectives in innovative and designed architectural elements, one of the most interesting is called the selective paste intrusion method. The component is built layer by layer by selectively applying cement paste on an aggregate packing using a 3D printer. We show in this paper that the compressive strength of component made by such a technique is directly linked to the penetration depth of the cement paste into the aggregate layer; consequently, this paper aims at predicting the penetration depth of cement pastes into sand layers. A theoretical framework has been developed to propose an evaluation of penetration depth as a function of the average sand grain diameter and the yield stress of the cement paste. Finally, we stress that the prediction of penetration with an analytical model is an effective technique to ensure building homogeneous cement based materials with the 3D printing selective binding method.

**MOTS-CLÉS :** Impression 3D, méthode d'intrusion sélective, ciment, seuil de mise en écoulement, assemblage granulaire

**KEY WORDS:** 3D printing, selective binding, selective paste intrusion, cement, yield stress, particle packing

---

## 1. Introduction

Le domaine de la fabrication additive par commande numérique a massivement augmenté depuis 1980. Cette technologie n'a pas encore été entièrement transférée au domaine du génie civil. Pour la construction en béton, deux techniques différentes sont utilisées : les procédés basés sur l'extrusion de béton frais et l'infiltration d'une pâte de ciment ou d'eau dans un empilement de granulats ou d'un mélange ciment-agrégat respectivement. Le principe est simple : un matériau fluide est déposé par la buse de l'imprimante 3D et pénètre ensuite dans le lit de particules. L'avantage de cette dernière méthode est que des structures très complexes peuvent être produites sans avoir besoin de structures de soutien (cf. figure 1b). Pour atteindre une résistance mécanique élevée en utilisant la méthode de pénétration localisée de pâte, la couche d'agrégat appliquée doit être complètement pénétrée par la pâte de ciment pour se lier avec les couches inférieures. Ce n'est que lorsque les couches sont complètement remplies de la pâte de ciment qu'une structure monolithique et homogène, avec un comportement mécanique de qualité, peut être fabriquée. Ainsi, l'écoulement de pâte de ciment à travers la couche de sable doit être prévu et contrôlé.

Par conséquent, ce travail a pour objectif de valider un modèle de prédiction de la pénétration de la pâte de ciment à travers un lit de particules au cours de son impression 3D par liaison sélective de particules. Nous montrons que la profondeur de pénétration régit le comportement mécanique des échantillons fabriqués par ce procédé. Une approche théorique est développée pour permettre la prédiction de la profondeur de pénétration de la pâte cimentaire sur la base d'une loi de Darcy adaptée aux fluides à seuil. Enfin, des expériences sur des pâtes de ciment spécifiques et des sables de distribution granulométrique connue ont été réalisées pour valider le



modèle analytique proposé. La comparaison entre le modèle théorique et les résultats expérimentaux montre que la pénétration de la pâte de ciment dépend de la morphologie du sable, du seuil de cisaillement de la pâte de ciment et de la teneur initiale en eau de l'échantillon de sable.

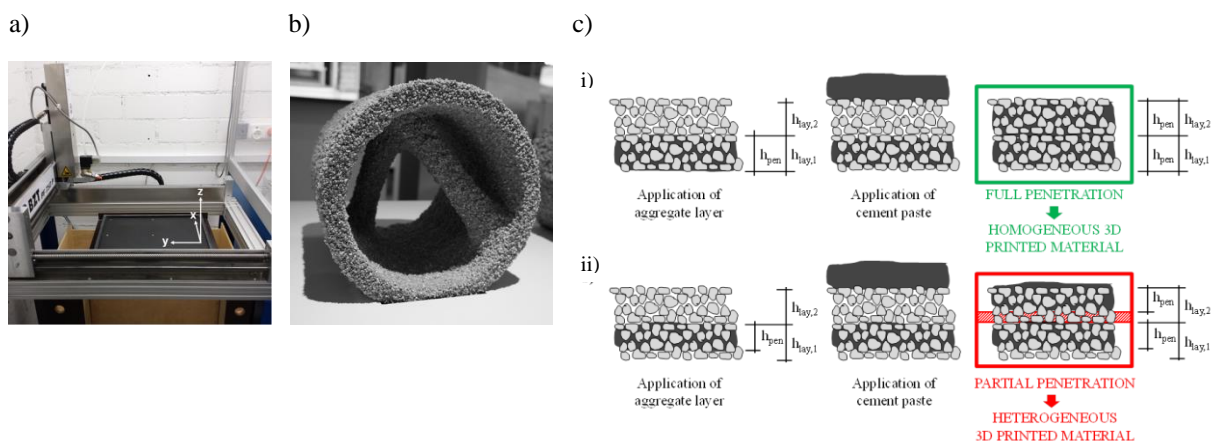
## 2. Matériaux et méthodes

La méthode de liaison sélective de granulats a été utilisée pour produire des échantillons cylindriques de 51 mm de haut et de 50 mm de diamètre. Cette technique a été implémentée avec l'imprimante 3D présentée sur la Figure 1a. Ce procédé est illustré sur la figure 1.c). Après le dépôt d'une couche de granulats, l'application de pâte de ciment vise à remplir entièrement la porosité du lit de particules. Par conséquent, le volume de la pâte de ciment appliquée est égal au volume des vides dans une couche d'agrégat. La fabrication par couches (voir le schéma de la figure 1c) ne permet la production d'un matériau homogène que si la couche d'agrégat est entièrement pénétrée par la pâte de ciment. Si le comportement rhéologique de la pâte est approprié, la pâte de ciment pénètre entièrement dans la couche et le produit final aura de bonnes résistances mécaniques. D'autre part, si la pâte de ciment n'est pas suffisamment fluide pour remplir le taux de vides de la couche de sable (voir la figure 1.c).ii), le matériau imprimé en 3D aura une structure hétérogène et pourra présenter une défaillance lorsqu'il sera sollicité mécaniquement. L'obtention d'un matériau homogène dépend donc de la profondeur de pénétration  $h_{pen}$ . Par conséquent, la pâte de ciment doit pénétrer complètement dans la profondeur de la couche d'agrégat (figure 1). Le taux de pénétration  $\Phi_{pen}$  qui caractérisa l'homogénéité et la liaison des couches peut être décrit par:

$$\Phi_{pen} = \frac{h_{pen}}{h_{lay}} \quad [1]$$

Les suspensions utilisées sont un mélange de ciment Portland (CEM I 42,5R), d'eau dé-ionisée et de superplastifiant (PCE). Trois sables différents ont été utilisés: un sable fin (0,7 - 1,2 mm), un sable moyen (1,0 - 2,2 mm) et un sable grossier (2,0 - 3,2 mm). La porosité de ces sables déposés en lits a été estimée à 46%. Le protocole de préparation des matériaux et les distributions granulométriques sont détaillés dans [PIE 17]. La caractérisation rhéologique des pâtes de ciment est réalisée avec un rhéomètre Anton Paar MCR 502<sup>®</sup> équipé d'une géométrie vane à 6 ailettes.

Un programme expérimental de 15 tests de pénétration a été réalisé. Les trois différentes distributions granulométriques des sables et deux teneurs en eau de sable (0 et 0,6%) ont été étudiées. Deux pâtes de ciment spécifiques avec un seuil de mise en écoulement mesuré de 2 et 5 Pa ont été utilisées pour remplir la hauteur de sable de 20 mm et 30 mm. Des essais de pénétration ont été effectués sur des colonnes de couches de particules qui étaient supérieures à six fois le diamètre maximum des particules. Un moule en forme d'entonnoir a été positionné sur la surface libre de la couche de sable, créant ainsi un tube vertical qui a été rempli avec la quantité de pâte requise.



**Figure 1.** a) Imprimante 3D ; b) exemple de matériau cimentaire imprimé ; c) schématisation de la pénétration.

## 3. Modélisation

Récemment Chevalier et al. [CHE 13] ont proposé une loi de Darcy modifiée pour les fluides à seuil s'écoulant à travers un milieu poreux (Eq. 2)

$$D\nabla P = \alpha\tau_c + \beta k \left(\frac{V}{D}\right)^n \quad [2]$$

Avec  $\nabla P$  le gradient de pression par unité de longueur,  $V$  la vitesse,  $\tau_c$  la contrainte seuil,  $k$  la consistance et  $n$  l'exposant d'Herschel-Bulkley. La pénétration d'un fluide à seuil à travers un milieu poreux, Eq. (2) a lieu si la condition suivante est remplie (Eq. (3)) si la condition suivante est remplie :

$$\nabla P \geq \frac{\alpha\tau_c}{D} \quad [3]$$

Le gradient de pression est estimé suivant les équations de Green et Ampt [GRE 11] et le développement théorique développé dans [PIE 17] permet d'estimer une valeur de seuil maximale qui permet une pénétration complète de la couche de sable :

$$\tau_{c,max} = \frac{\rho g d_{agg}}{\alpha + \frac{6\Phi_s}{1-\Phi_s}} \quad [4]$$

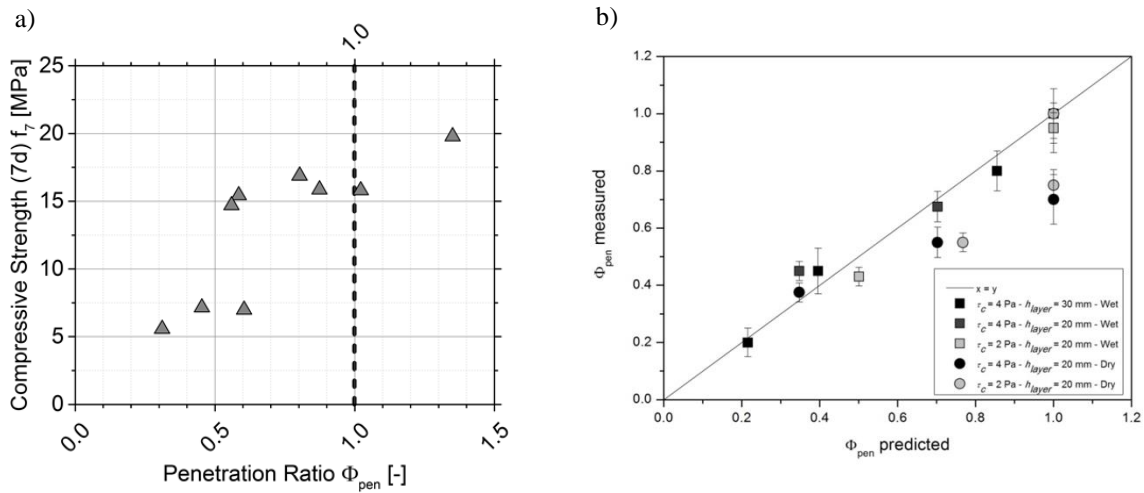
Cette valeur maximale de contrainte seuil ne dépend que de la taille des particules. Ce critère suppose que la durée de la pénétration est beaucoup plus courte que la durée du durcissement du matériau cimentaire utilisé. Par conséquent, la durée de l'écoulement doit être plus de dix fois plus courte que la cinétique de durcissement. Cette condition est remplie lorsque, comme dans notre cas, l'épaisseur de la couche de sable est de l'ordre de quelques dizaines de millimètres. Des valeurs de seuil de cisaillement de 1,6, 2,5 et 4,1 Pa ont été obtenues expérimentalement pour une pâte de ciment d'une masse volumique de  $2,0 \text{ g.cm}^{-3}$ , pénétrant dans des couches de particules avec une fraction solide de 54% et un diamètre moyen de sable de 1, 1,6, 2,6 mm, respectivement.

L'utilisation de l'éq. [2] a permis d'établir la prédiction de la hauteur pénétrée (Eq. 5) [PIE17] :

$$h_{pen} = \frac{\rho g d_{agg} (1-\Phi_s) h_{lay}}{\alpha\tau_c - \rho g d_{agg} \Phi_s + \frac{\Phi_s}{1-\Phi_s} 6\tau_c \kappa} \quad \text{and/or} \quad \Phi_{pen} = \frac{\rho g d_{agg} (1-\Phi_s)}{\alpha\tau_c - \rho g d_{agg} \Phi_s + \frac{\Phi_s}{1-\Phi_s} 6\tau_c \kappa} \quad [5]$$

#### 4. Résultats

La figure 2 montre l'effet du taux de pénétration sur la résistance à la compression des cylindres imprimés en 3D fabriqués par la méthode étudiée. Les résultats montrent que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation du taux de pénétration  $\Phi_{pen}$ . Avec un taux de pénétration croissant, la connexion entre les couches est améliorée, ce qui augmente la résistance. Les résultats mettent en évidence que la profondeur de pénétration  $h_{pen}$  de la pâte de ciment doit être au moins égale ou supérieure à la hauteur de la couche agrégée pour assurer un comportement de matériau monolithique. Ainsi, la prédiction de la profondeur de pénétration  $h_{pen}$  est fortement conseillée pour garantir qu'une résistance mécanique suffisante peut être obtenue avec la méthode d'intrusion de pâte sélective.



**Figure 2.** Comparaison des profondeurs de pénétration mesurées et de la pénétration prédite à partir de l'équation (5) de pâtes de ciment de seuils  $\tau_0 = 2 \text{ Pa}$  et  $\tau_0 = 4 \text{ Pa}$  à travers une couche de sable d'une hauteur de 20 mm ou 30 mm avec des diamètres moyens de 1,0, 1,6 et 2,6 mm.

Les résultats de la figure 2 montrent qu'il est possible de prédire la pénétration de la pâte de ciment à travers un empilement de sable en utilisant le modèle analytique pourvu que les particules de sable soient saturées en eau. Les profondeurs de pénétration mesurées obtenues avec des lits de sable humides sont en bon accord avec la prédiction fournie par l'équation 5. Par conséquent, l'approche analytique est capable de refléter les résultats expérimentaux et peut être utilisée pour modéliser la pénétration de la pâte de ciment dans le sable pour la technique d'impression 3D par injection de pâte sélective. Cependant, lorsque le sable est sec, la profondeur de pénétration mesurée est inférieure à la valeur prédite (à l'exception de la contrainte d'écoulement inférieure et du diamètre de particule le plus élevé, qui est la combinaison la plus favorable pour la pénétration). L'écart entre les valeurs mesurées et prédites augmente avec la profondeur de pénétration et par conséquent, la surface des particules de sable était en contact avec la pâte de ciment. Dans un tel cas, les particules de sable absorbent une partie de l'eau de la pâte de ciment et cet effet tend à diminuer la pénétration. Ainsi la pénétration mesurée est inférieure à celle prédite par le modèle. Cela signifie que la teneur en eau initiale des particules de sable est un paramètre influençant et que le phénomène d'absorption doit être pris en compte dans les travaux ultérieurs sur la méthode d'impression 3D par injection de pâte sélective.

### 3. Conclusion

Dans cette étude, nous avons montré que la résistance à la compression des composants imprimés en 3D fabriqués avec la méthode de liaison sélective de granulats est liée à la profondeur de pénétration de la pâte de ciment. Les résultats des tests mécaniques ont montré que la hauteur de la couche de sable doit être entièrement remplie de pâte de ciment pour assurer une bonne cohésion du composant et une résistance élevée à la compression. Un cadre théorique a été développé pour calculer une valeur maximale de contrainte seuil pour laquelle une pénétration de couche complète ne peut pas être atteinte. Ce cadre théorique est basé sur la pénétration d'un fluide à seuil à travers un milieu poreux en prenant en compte la pression statique induite par le fluide. De plus, une méthode analytique pour la prédiction de la profondeur de pénétration de la pâte de ciment a été proposée et validée avec des mesures expérimentales. Il a été démontré que la profondeur de pénétration peut être prédite si quatre paramètres sont connus: le diamètre moyen de la garniture de sable, la fraction de volume solide ou le taux de vide de la garniture de sable, la limite d'élasticité et la densité de la pâte de ciment.

### 4. Bibliographie

- [CHE 13] T. Chevalier et al., "Darcy's law for yield stress fluid flowing through a porous medium," *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, vol. 195, pp. 57–66, May 2013.
- [GRE 11] W. H. Green and G. Ampt, "Studies of soil physics, part I – the flow of air and water through soils," *Journal of Agricultural Science*, vol. 4, pp. 1–24, 1911.
- [PIE 18] A. Pierre, D. Weger, A. Perrot, D. Lowke Penetration of cement pastes into sand packings during 3D printing: analytical and experimental study, *Materials and Structures* (2018) 51:22

# Influence d’Absorption d’Eau des GBR sur l’Eau Efficace des Bétons Recyclés

Eliane Khoury<sup>1,2</sup>, Bogdan Cazacliu<sup>1</sup>, Sébastien Remond<sup>2</sup>

<sup>1</sup> IFSTTAR, MAST- GPEM- Granulats Procédés et Elaboration des Matériaux, Route de Bouaye-CS4, 44344 Bouguenais, France

<sup>2</sup> IMT Lille Douai, Univ. Lille, EA 4515 - LGCgE – Laboratoire de Génie Civil et géoEnvironnement, F-59000 Lille, France

[eliane\\_khoury@live.com](mailto:eliane_khoury@live.com), [bogdan.cazacliu@ifsttar.fr](mailto:bogdan.cazacliu@ifsttar.fr), [sebastien.remond@imt-lille-douai.fr](mailto:sebastien.remond@imt-lille-douai.fr)

## Résumé

Une mauvaise estimation de la capacité d'absorption d'eau des granulats de béton recyclés (GBR) engendre une eau efficace inadéquate pour le béton recyclé (BR), ce qui entraîne de mauvaises propriétés mécaniques ou une mauvaise ouvrabilité. Par conséquent, une meilleure connaissance de la capacité d'absorption d'eau des GBR in situ est nécessaire. Cet article se concentre sur l'influence sur la capacité d'absorption d'eau de i) l'humidité initiale des GBR, ii) la différence entre cette capacité d'absorption dans l'eau et dans la pâte de ciment ou le BR. A cet effet, des GBR (6.3 / 10) ont été pré-mouillés en utilisant différentes méthodes simulant des granulats pré-humidifiés à long terme (LT) et à court terme (CT) dans le site de stockage. Il est montré que cette histoire de pré-humidification conduit à différents niveaux d'absorption d'eau totale pour un même niveau d'humidité initial. La différence est comprise entre 0 et 1%, en fonction du niveau d'humidité initial.

En outre, pour étudier la différence entre la capacité d'absorption dans l'eau et dans la pâte de ciment, un protocole d'essai d'absorption d'eau dans la pâte de ciment a été adapté aux GBR industriels utilisés. Il est montré que la capacité d'absorption d'eau des GBR dans la pâte de ciment est inférieure à celle dans l'eau. Enfin, différents bétons recyclés ont été réalisés afin d'étudier l'influence de la teneur en eau initiale et de l'historique de pré-mouillage des GBR sur les propriétés du béton à l'état frais.

**Mots-clés :** Granulats de béton recyclés, état de saturation, absorption d'eau, pâte de ciment, béton recyclé.

## Abstract

Poor estimation of the water absorption capacity of recycled concrete aggregates (RCA) engenders inadequate effective water for the recycled concrete (RC), leading to poor mechanical properties or poor workability. Therefore, better knowledge of in-situ RCA water absorption capacity is necessary. This paper focuses on the influence on the water absorption capacity of i) the initial moisture of RCA, and ii) the difference between the absorption capacities in water, in cement paste, and in RC. For this purpose, (6.3/10) RCA were pre-wetted using different methods simulating long-term (LT) and short-term (ST) pre-moistened aggregates. It is shown that this pre-moistened history leads to different levels of total water absorption for a same initial moisture level. The difference lies between 0 and 1%, depending on the initial moisture level. In addition, to study the difference between the water absorption capacity in water and in the cement paste, a protocol of water absorption test in cement paste was adapted to the industrial RCA used. It is shown that the RCA water absorption capacity in cement paste is distinct from that in water. Finally, different recycled concrete have been manufactured in order to study the influence of initial water content and pre-wetting history of RCA on fresh recycled concrete properties (slump).

**Keywords:** Recycled concrete aggregates, pre-wetting history, water absorption, cement paste, recycled concrete.

## 1. Introduction

Une difficulté majeure dans l'utilisation des granulats de béton recyclés (GBR) dans de nouveaux bétons recyclés (BR) est liée à leur forte absorption d'eau et à l'hétérogénéité temporelle de cette caractéristique. Belin et al. [1], ont montré que pour les granulats recyclés de haute porosité, et après une immersion de 24 heures, le coefficient d'absorption d'eau noté  $WA_{24h}$  était inférieur à la capacité d'absorption d'eau des GBR après une immersion à long terme (plus que 24 heures). De plus, plusieurs auteurs [2] ont étudié l'influence de l'état de pré-mouillage des granulats recyclés sur le comportement rhéologique du béton recyclé, en faisant varier le taux d'humidité initial des GBR. La pré-saturation des GBR avant le malaxage de BR pourrait apparaître comme une solution technique potentielle. Mais c'est une tâche complexe qui n'est généralement pas appliquée dans l'industrie.

De plus, on suppose que la capacité d'absorption d'eau des GBR pendant le malaxage du BR est similaire à la capacité d'absorption d'eau après une immersion durant 24 heures dans l'eau [3]. On utilise souvent le coefficient d'absorption d'eau déterminé selon la norme NF EN 1097-6 dans le calcul de l'eau efficace des

bétons. Dans la littérature, la plupart des recherches ont été effectuées pour étudier l'absorption des GBR dans l'eau. A notre connaissance, il n'existe pas de méthode pour déterminer précisément la capacité d'absorption des GBR dans la pâte de ciment et dans le BR. Moreno Juez et al. ont toutefois estimé l'absorption des GBR dans le BR en utilisant une méthode par analyse d'image au cours du malaxage [5]. Le but de ce travail est d'étudier l'influence de la teneur en eau initiale des GBR sur leur capacité d'absorption d'eau et sur le comportement des bétons recyclés afin de mieux maîtriser l'eau efficace réelle du béton. La cinétique d'absorption d'eau des GBR (6.3/10) a été étudiée par la méthode normalisée Européenne NF EN 1097-6. Deux méthodes de pré-mouillage des GBR sont utilisées: le pré-mouillage à long terme (LT) simulé par des essais de saturation sous vide partiel et le pré-mouillage à court terme (CT) simulé par une simple aspersion de la surface des granulats. De plus, des essais d'absorption de GBR industriels dans une pâte de ciment ont été réalisés. Enfin, l'influence de l'histoire de pré-mouillage des GBR sur l'affaissement initial du béton frais recyclé a été étudiée.

## 2. Méthodes Expérimentales et Résultats

### 2.1. Matériaux

Des GBR 6.3/10, composés de 99% de béton recyclé et de 1% de matériaux inertes, ont été utilisés dans toute cette étude. Leurs propriétés physiques essentielles ont été déterminées selon la norme Européenne NF EN 1097-6: coefficient d'absorption d'eau  $WA_{24h} = 4.9 \pm 0.1\%$ , densité réelle sèche  $\rho_{rd} = 2.31 \pm 0.01 \text{ g/cm}^3$  et densité absolue  $\rho_a = 2.60 \pm 0.01 \text{ g/cm}^3$ .

### 2.2. Méthodes de pré-mouillage

Des GBR secs et saturés surface sèche ont été obtenus à partir de granulats pré-mouillés dans quatre conditions différentes : 1) GBR immergés dans l'eau sous pression atmosphérique durant 24 heures, puis amenés à l'état saturés en surface sèche (SSS) selon NF EN 1097-6 (notés « air-SSS » dans toute la suite), 2) GBR sous-saturés obtenus en pulvérisant des quantités d'eau déterminées pour avoir des états initiaux différents avec des teneurs en eau initiales  $w_i = 2, 3$  et 4% (notés « air-USSS2% », « air-USSS3% » et « air-USSS4% »), 3) GBR immergés dans l'eau sous vide partiel avec une pression de 40 mbar durant 24 heures puis ramenés à leur état SSS (notés « void-SSS »), et 4) GBR immergés dans l'eau sous vide partiel selon la troisième méthode et laissés séchés à l'air libre pendant plusieurs intervalles de temps pour obtenir différentes teneurs en eau initiales  $w_i = 2, 3$  et 4% (notés « void-USSS2% », « void-USSS3% » et « void-USSS4% »). L'humidification des GBR sous pression atmosphérique simule les GBR après un mouillage à court-terme (CT) et l'immersion dans l'eau sous vide partiel simule l'état des GBR après une humidification à long-terme (LT). Ces deux états de mouillage LT et CT ont été étudiés en détails dans l'étude de Khoury et al. [2].

### 2.3. Capacité d'absorption dans l'eau

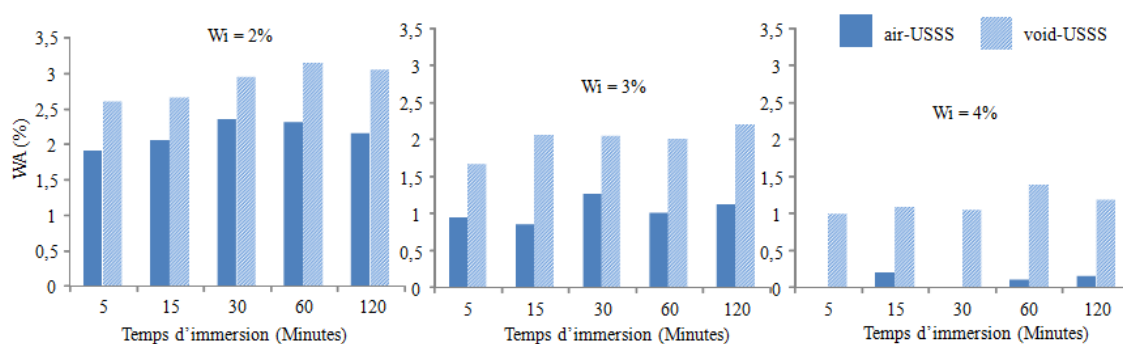


Figure 1: Capacité d'absorption d'eau sous la pression atmosphérique des GBR pré-humidifiés différemment (air-USSS et void-USSS). Les barres représentent l'eau supplémentaire qui a été absorbée après la seconde immersion.

Des essais d'absorption ont été réalisés sur les GBR pré-humidifiés pour étudier l'influence de la teneur en eau initiale ( $w_i$ ) ainsi que l'histoire de l'humidification (modes de pré-mouillage LT et CT) sur leur

capacité d'absorption dans l'eau sous pression atmosphérique durant plusieurs intervalles de temps (5, 15, 30, 60 et 120 minutes). La **Figure 1** montre la variation de la capacité d'absorption d'eau en fonction du temps d'immersion dans l'eau sous pression atmosphérique de GBR pour les différents états initiaux étudiés. Une différence peut être observée entre la capacité d'absorption des GBR pré-mouillés à CT et à LT. Pour les GBR partiellement saturés, la capacité d'absorption d'eau est plus élevée que lorsque les GBR ont été pré-mouillés à LT (void-USSS), la différence étant de l'ordre de 0.5 à 1% d'absorption. Par conséquent, les résultats indiquent que deux GBR à teneur en eau initiale identique ne sont pas équivalents en termes de capacité d'absorption d'eau. L'effet du pré-mouillage sur la capacité d'absorption d'eau varie avec le mode de pré-humidification.

#### 2.4. Capacité d'absorption dans une pâte de ciment

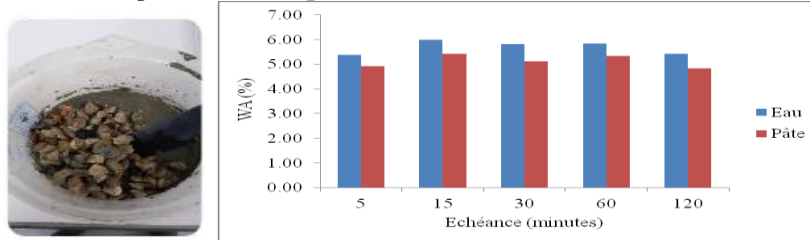


Figure 2 : Absorption des GBR dans l'eau et dans une pâte de ciment

La méthode de Bello [4] a été adaptée aux GBR industriels pour évaluer leur capacité d'absorption d'eau dans la pâte de ciment. Le principe de cette méthode est d'immerger les GBR dans une pâte de ciment de rapport  $E_{eff}/P$  bien déterminé pendant des intervalles de temps différents. Au terme d'une échéance donnée, le mélange pâte/granulats est homogénéisé et soigneusement passé au tamis de 4 mm pour séparer mécaniquement les grains enrobés de pâte. Les deux parties séparées sont pesées avant et après séchage à l'étuve pour calculer le coefficient d'absorption des GBR dans la pâte de ciment. Comme le montrent les premiers résultats, l'absorption dans la pâte est inférieure à celle dans l'eau (**Figure 2**).

#### 2.5. Comportement du béton recyclé à l'état frais

Différents bétons recyclés ont été préparés en utilisant les mêmes GBR (6.3/10) comme granulats grossiers, du sable silico-calcaire naturel 0/2.5 mm et du ciment CEMI 52,5.

Un total de 18 gâchées de béton recyclé a été réalisé incorporant les GBR. Le temps de malaxage a été fixé à 5 minutes. Trois séries de béton ont été préparées avec trois rapports eau efficace sur poudre (poudre = ciment+ filler) ( $E_{eff}/P$ ) de 0.3, 0.314 et 0.337. Pour chaque  $E_{eff}/P$ , six mélanges ont été réalisés avec des GBR utilisés dans différents états d'humidité initiale, tout en gardant la même quantité d'eau totale dans les gâchées. Les GBR étaient pré-mouillés à court terme et à long terme avec  $w_i = 2\%$ ,  $3\%$  et  $4\%$ . Immédiatement après le malaxage, l'affaissement du béton frais a été mesuré.

La **Figure 3** montre la variation de l'affaissement initial des BR en fonction de  $E_{eff}/P$  pour différentes teneurs en eau initiales, après différentes méthodes de pré-humidification des GBR. L'affaissement de tous les mélanges augmente avec  $E_{eff}/P$ . Pour une même teneur en eau initiale, le mode de saturation affecte significativement l'affaissement. L'affaissement initial des mélanges contenant des GBR pré-mouillés à CT est toujours plus élevé que celui des bétons contenant des GBR pré-mouillés à LT. Ces comportements sur béton frais confirment les résultats présentés pour la capacité d'absorption dans l'eau des GBR pré-humidifiés à LT et CT. Dans le béton recyclé, le GBR pré-humidifié à LT absorbe plus d'eau que les GBR pré-humidifiés à CT, conduisant à un manque d'eau dans la pâte de ciment du béton frais recyclé et influençant l'affaissement. Pour confirmer ces résultats la méthode de suivi du malaxage du béton par analyse d'images, développée par J. Moreno Juez et al.[5] a été utilisée pour suivre le comportement du BR durant le malaxage. Les temps de fluidité des différents mélanges de BR ont été déterminés (**Figure 4**). Les résultats confirment que le béton recyclé contenant des GBR pré-humidifiés à LT est moins fluide que celui contenant des GBR pré-humidifiés à CT (**Figure 4**).



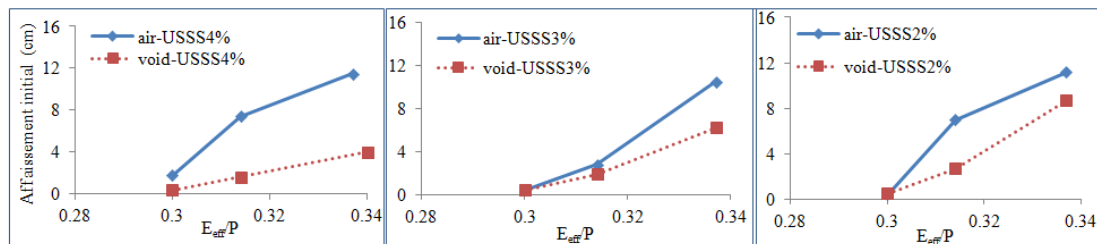


Figure 3 : Comparaison de l'affaissement initial des bétons recyclés contenant des GBR pré-humidifiés à LT (void-USSS) et des GBR pré-humidifiés à CT (air-USSS) avec des teneurs en eau initiale différentes

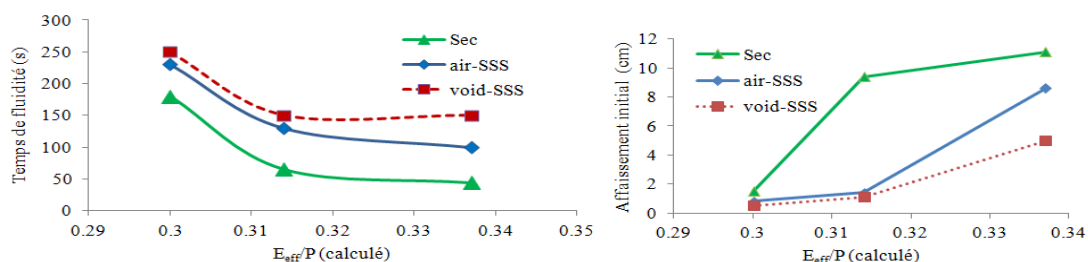


Figure 4 : Temps de fluidité déterminés durant le malaxage des bétons (à gauche) avec les résultats d'affaissement initial (à droite)

### 3. Discussion et Conclusion

Dans cet article, la capacité d'absorption d'eau des GBR (6.3/10) a été étudiée en fonction de leur teneur en eau initiale et de leur histoire de pré-mouillage. Il est montré que le pré-mouillage à long terme (LT) des GBR, simulé par une immersion sous vide partiel, permet une absorption d'eau plus élevée que le pré-mouillage à court terme (CT), simulé par une simple pulvérisation. Les résultats montrent également que deux granulats ayant la même teneur en eau initiale mais des histoires d'humidification différentes peuvent absorber des quantités d'eau différentes. Ceci peut être attribué au fait que les deux méthodes de pré-mouillage utilisées ne remplissent pas les mêmes pores présents dans les GBR (pores accessibles et pores moins accessibles). Les résultats des essais sur les bétons recyclés frais (affaissement initial et temps de fluidité) montrent qu'avec une eau totale constante dans les bétons le comportement du béton recyclé change avec l'état de pré-humidification initial (Figures 3 et 4). En conséquence, le coefficient d'absorption d'eau, déterminé après 24h d'immersion dans l'eau selon la norme NF EN 1097-6, ne permet pas de prédire précisément l'eau efficace réelle du béton recyclé. La capacité d'absorption des GBR dans le béton est surestimée quand la norme NF EN1097-6 est utilisée. Ceci peut engendrer des résultats inattendus aux états frais et durcis pour les bétons recyclés. Une étude plus détaillée est en cours pour bien maîtriser le calcul de l'eau efficace réelle dans le béton recyclé.

### References

- [1] P. Belin, G. Habert, M. Thiery, and N. Roussel, "Cement paste content and water absorption of recycled concrete coarse aggregates," *Mater. Struct.*, vol. 47, no. 9, pp. 1451–1465, 2013.
- [2] E. Khoury, B. Cazacliu, and S. Remond, "Impact of the initial moisture level and pre-wetting history of recycled concrete aggregates on their water absorption," *Mater. Struct.*, vol. 50, no. 5, pp. 1–12, 2017.
- [3] J. Montero and S. Laserna, "Influence of effective mixing water in recycled concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 132, pp. 343–352, 2017.
- [4] L. Bello, "Mise au point d'une méthodologie pour formuler de nouveaux bétons auto-plaçants légers et durables," 2014.
- [5] J. Moreno Juez, R. Artoni, and B. Cazacliu, "Monitoring of concrete mixing evolution using image analysis," *Powder Technol.*, vol. 305, pp. 477–487, 2017.



---

# Influence des différentes sollicitations thermiques sur la fissuration des bétons calcaires

Mallet Céline<sup>1</sup>, Belayachi Naima<sup>1</sup>, Marzak Mounir<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université d'Orléans, Université de Tours, INSA Centre Val de Loire Laboratoire de Mécanique Gabriel Lamé Polytech Orléans, 8 rue Léonard de Vinci, 45072 Orléans, France

celine.mallet@univ-orleans.fr - naima.belayachi@univ-orleans.fr- mounirelmarzak@hotmail.fr

---

**RÉSUMÉ.** L'objectif de ce travail est de contribuer à comprendre le comportement irréversible des matériaux dû à l'endommagement en étudiant l'influence de la fissuration sur les propriétés physiques et de transfert des matériaux après différentes sollicitations thermiques. Les matériaux considérés ont été choisis avec une microstructure différente permettant de montrer également l'impact de la microstructure sur l'apparition de la fissure. Un béton à granulats calcaire a été comparé à une roche calcaire très poreuse. Les mesures de vitesse des ondes élastiques, de porosité et de conductivité thermique ont été effectuées sur les échantillons après le traitement thermique choisi ici comme sollicitation pour étudier la fissuration. Trois protocoles différents ont été utilisés : choc thermique, augmentation progressive à haute température et cycles thermiques répétés entre la température ambiante et une température plus importante. La comparaison montre une influence significative de l'augmentation de la densité de fissures sur les propriétés des deux matériaux avec une nette différence par rapport à leur microstructure.

**ABSTRACT.** The objective of this work is to contribute to understand the irreversible behaviour of the materials due to damage by studying the influence of the crack on the physical and transfer properties after different thermal treatments. The considered materials are chosen with different microstructures in order to investigate its influence on the crack nucleation. A limestone concrete has been compared to a very porous natural limestone. The measurement of elastic wave velocities, porosity and thermal conductivity were made on the samples after the heat treatment. Three different protocols were considered: thermal shock, gradual increase at high temperature and repetitive thermal cycles between room and higher temperature. The comparison shows a significant influence of the increase of the crack density on the properties of the two materials with a huge difference due to the microstructure.

**MOTS-CLÉS :** fissuration, porosité, choc thermique, cycles de température, béton-calcaire, pierre calcaire.

**KEY WORDS :** crack, porosity, thermal shock, temperature cycles, limestone concrete, limestone.

---

## 1. Introduction

Les matériaux de constructions des ouvrages et plus particulièrement les bétons, subissent différentes transformations parfois irréversibles comme la fissuration sous des sollicitations mécaniques, hydriques ou encore thermiques. Cet endommagement peut compromettre la stabilité, la pérennité et la durabilité des ouvrages. Il est donc nécessaire de comprendre la fissuration et son influence sur le comportement global des matériaux, notamment les conditions de nucléation des fissures. Face aux différents enjeux d'utilisation, l'instabilité thermique est prise en compte dans la réglementation des études. Cependant, la compréhension du phénomène est incomplète et représente une importance capitale pour améliorer cette réglementation [MIN 14]. En plus des hautes températures dans le cas d'un incendie, le changement brutal de température (chaud-froid) est également à l'origine d'une propagation de fissure importante dans les matériaux [OUG 11].

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence des sollicitations thermiques sur la fissuration au travers de différentes propriétés des matériaux. Nous considérons un béton à granulats calcaires, et une pierre-calcaire (Tuffeau), dans le but de comparer un matériau naturel et artificiel d'une part, et d'autre part pour examiner l'effet de la microstructure sur l'apparition de fissure [NAS 09]. Les trois traitements thermiques utilisés ont été choisis pour examiner l'effet d'un choc thermique brutal, d'une augmentation progressive de température en suivant la courbe normalisée et un changement cyclique de température. Après le traitement thermique, des mesures de propriétés géophysiques (vitesse d'ondes élastiques, porosité et conductivité thermique) ont été effectuées.

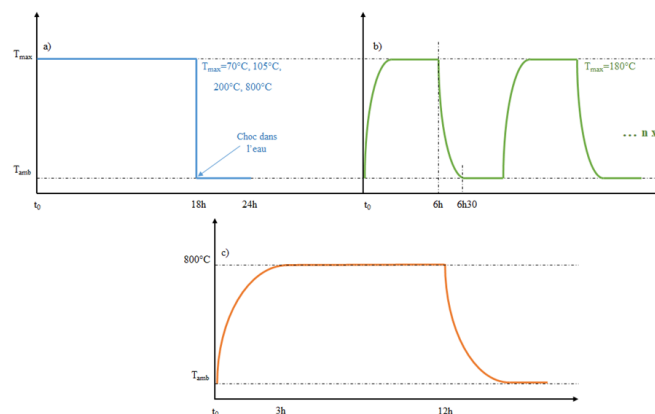
## 2. Matériaux et méthodes

### 2.1. Les matériaux de l'étude

Deux matériaux calcaires à microstructure différente ont été utilisés dans cette étude. Le premier est un matériau béton-calcaire (BC), élaboré au laboratoire à base de granulats calcaires avec un rapport eau ciment de 0,5. Le second est un matériau naturel (le Tuffeau) qui est une pierre calcaire très poreuse (initialement de 46 %). La microstructure est donc très différente pour les deux matériaux : pour le premier elle est caractérisée par une matrice (pâte de ciment) dans laquelle sont noyés les grains de sable et de calcaire ; pour le second, c'est une microstructure à grains avec une dominance de calcite.

### 2.2. Les protocoles thermiques

Trois protocoles ont été choisis pour les sollicitations thermiques. Le premier est un test de choc thermique [OUG 11] (Figure 1-a). Les échantillons subissent tout d'abord un échauffement lent dans une étuve jusqu'à une température maximale maintenue constante pendant 18h et sont plongés instantanément dans l'eau à 20°C. Quatre températures ont été considérées (70, 105, 200 et 800°C). Le second protocole consiste à un changement lent de température entre 20°C et 180°C de manière cyclique (Figure 1-b). Le troisième protocole, représente une augmentation progressive à 800 °C en respectant la vitesse de montée en température de la courbe de température normalisée (ISO 834-1) puis une descente progressive aussi (Figure 1-c).



**Figure 1 :** Les différents protocoles thermiques : (a) choc thermique, (b) cycles thermiques répétitifs, (c) augmentation progressive à haute température.

### 2.3. Mesures réalisées

Les vitesses des ondes élastiques P et S sont mesurées en utilisant des capteurs piézoélectriques avec un contact parfait avec la surface des échantillons. Un capteur génère une onde à la fréquence de 0,15 MHz qui traverse l'échantillon et est enregistrée par un capteur situé sur la face opposée. Le temps de propagation de l'onde élastique est mesuré entre les capteurs émetteur et récepteur. La vitesse des ondes est ensuite calculée en prenant en compte la distance entre les deux capteurs. La mesure du temps est réalisée avec une précision de  $\pm 1 \mu\text{s}$ . Ces mesures permettent d'obtenir une estimation de la description du réseau de fissure dans le matériau. En effet grâce à la théorie des milieux effectifs, le paramètre clé de l'endommagement, la densité de fissure, est déterminée à partir des modules élastiques par les relations suivantes [GUE 11] :

$$\frac{K_0}{K} = 1 + \frac{\rho c}{1-2\nu_0} H \left(1 - \frac{\nu_0}{2}\right) \quad (1)$$

$$\frac{G_0}{G} = 1 + \frac{\rho c}{1+\nu_0} H \left(1 - \frac{\nu_0}{5}\right)$$

Avec,  $\nu_0$ ,  $K_0$ ,  $G_0$ , les coefficients de Poisson, modules de rigidité et de cisaillement du matériau initial en fonction de la vitesse des ondes  $V_p$  et  $V_s$ , tel que :

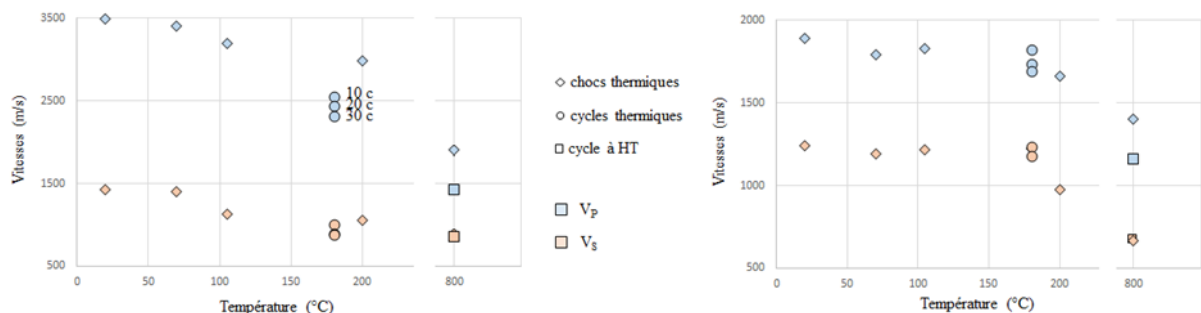
$$\begin{aligned} G &= \rho V_s^2 \\ K &= \rho V_p^2 - (4/3)G \quad \text{et} \quad H = \frac{16(1-\nu_0^2)}{9(1-\frac{\nu_0}{2})} \end{aligned} \quad (2)$$

La conductivité thermique des matériaux a été mesurée à l'aide de la technique du fil chaud en utilisant le conductimètre FP2C de NEOTIM. Pour chaque cas, la valeur moyenne de la conductivité est calculée à partir de 5 à 10 mesures.

Enfin, la porosité accessible à l'eau a été déterminée en considérant la masse volumique apparente et réelle des matériaux avec la mesure de la masse sèche, la masse à l'état saturé, et la masse de l'échantillon immergé dans l'eau. Les échantillons sont préalablement séchés dans une étuve à 60°C jusqu'à stabilité de la masse (0,01 g entre deux mesures successives). La saturation des échantillons est réalisée après leur mise sous vide dans un dessiccateur à l'aide d'une pompe.

### 3. Résultats et Discussion

Sur la figure 2, la vitesse des ondes est présentée en fonction des différentes températures des trois protocoles thermiques. À mesure que l'importance du traitement thermique augmente, on remarque que les vitesses diminuent pour les deux matériaux. Cette diminution traduit l'apparition d'un endommagement. Les chocs thermiques présentent une diminution assez lente des vitesses jusqu'à 200°C. Les cycles thermiques semblent avoir un effet plus concret. En effet, la variation des vitesses est plus visible de 10 à 20 cycles puis à 30 (en particulier pour les ondes P). Contrairement à notre intuition, ce n'est pas le choc thermique à 800°C qui amène au plus fort endommagement mais le traitement progressif à cette même température. Ceci semble indiquer que même à faible vitesse de refroidissement, l'endommagement peut-être très important. Cette remarque est corrélée avec le fait que les cycles progressifs de chauffe et refroidissement amènent à un endommagement équivalent voir plus important que lors d'un choc thermique à température équivalente.



**Figure 2 :** Vitesses des ondes P et S mesurées sur le béton-calcaire (à gauche) et le Tuffeau (à droite) pour les trois protocoles thermiques.

La Figure 3 montre l'évolution de la conductivité thermique et de la porosité en fonction de la densité de fissure. On remarque que l'augmentation de la densité de fissure est corrélée avec la diminution de la conductivité thermique. Ceci traduit le lien entre l'augmentation du nombre de fissure et de la connectivité du réseau de fissure dans son ensemble. Cependant, la densité de fissure n'augmente avec la porosité que pour le béton calcaire. Le Tuffeau présente un comportement différent et peu intuitif à priori : la porosité diminue avec l'augmentation de la densité de fissure. Notre interprétation est liée d'une part à l'ouverture des fissures qui ne doit pas être suffisante dans le Tuffeau pour laisser passer l'eau et d'autre part à la microstructure du béton qui permet à de plus nombreuses et grandes fissures de se créer.

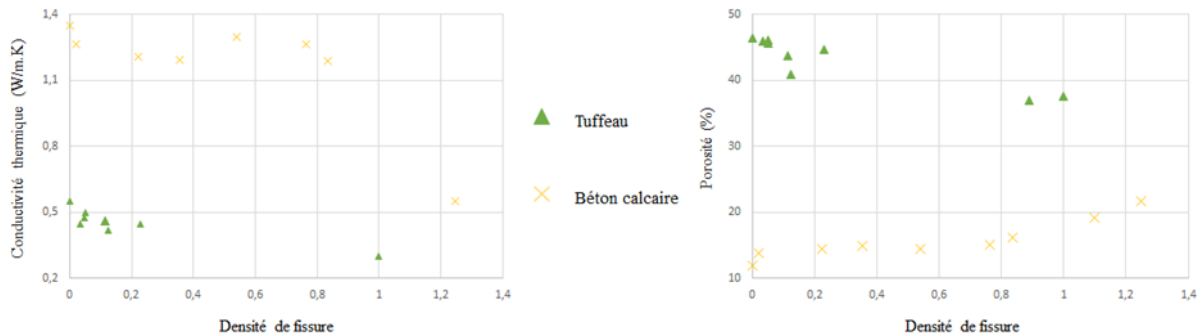


Figure 3 : Evolution de la conductivité thermique et de la porosité en fonction de la densité de fissure.

#### 4. Conclusion

Les résultats ont mis en évidence l'importance de la répétition des cycles de température dans l'endommagement des matériaux en comparaison des chocs thermiques. On a aussi remarqué l'augmentation de la porosité et la diminution de la conductivité thermique en fonction de l'augmentation de la densité de fissure permettant de montrer la connectivité du réseau de fissures. Il y a cependant une différence de comportement que l'on a attribué à une différence d'ouverture de fissures qui serait moins importante dans le cas du Tuffeau comparé au béton à granulats cimentés.

Des observations, non présentées ici, de microstructures ont été réalisées et semblent valider cette interprétation. En effet des fissures plus larges et plus nombreuses ont été observées sur les échantillons de béton à traitement thermique équivalent. Cette dernière observation traduit l'importance de la microstructure sur le comportement et les propriétés de transport des réseaux de fissures.

#### 5. Bibliographie

[GUE 11] GUEGUEN Y., KACHANOV M., « Effective elastic properties of cracked rocks-an overview », In *Mechanics of crustal rocks*, 2011, p. 73-125.

[MIN 14] MINDEGUIA J-C., CARRE H., PIMIANTA P., LaBORDERIE C., « Experimental discussion on the mechanisms behind the fire spalling of concrete », *Fire and Materials*, Wiley-Blackwell, 2014, Article first published online, <http://dx.doi.org/10.1002/fam.2254>.

[NAS 09] NASSERI M. H. B., SCHUBNEL A., BENSON P. M. and YOUNG R. O., « Common evolution of mechanical and transport properties in thermally cracked Westerly granite at elevated hydrostatic pressure », *Rock Physics and Natural Hazards*, 2009, p. 927-948.

[OUG 11] OUGIER-SIMONIN A., GUEGUEN Y., FORTIN J., SHUBNEL A. and BOUYER F., « Permeability and elastic properties of cracked glass under pressure », *Journal of Geophysical Research*. 2011, p. 116 (B7).

---

# Influence des granulats légers sur le comportement à haute température des bétons de structure

**Georges ROUFAEL<sup>1</sup>, Javad ESLAMI<sup>2</sup>, Anne-Lise BEAUCOUR<sup>3</sup>, Dashnor HOXHA<sup>4</sup>, Albert NOUMOUWE<sup>5</sup>**

<sup>1</sup> Université de Cergy-Pontoise, Laboratoire de Mécanique et Matériaux de Génie Civil, 5 Mail Gay-Lussac, Neuville-sur-Oise, 95031 Cergy-Pontoise cedex, France

<sup>2</sup> Université d'Orléans, Laboratoire Prisme, 8 Rue de Léonard de Vinci, 45072, France

---

*RÉSUMÉ. Les incendies restent une menace majeure pour les structures en génie civil. Ils ont un grand impact humain, financier et environnemental. Il est donc primordial de comprendre le comportement des matériaux soumis à de hautes températures, afin d'assurer une conception et un dimensionnement plus sûrs des constructions. Ce travail de recherche s'intéresse à la tenue au feu des bétons répondant à des exigences environnementales (performances thermiques élevées – RT 2012), notamment les bétons de granulats légers qui, grâce à leur structure poreuse, améliorent la capacité d'isolation des éléments de structure en béton et permettent de limiter les déperditions thermiques globales du bâtiment.*

*ABSTRACT. Fire remains a major threat to civil engineering structures. It has a big impact on human lives, finance and environment. It is therefore important to understand the behavior of materials subjected to high temperature in order to ensure safer design for constructions. This research focuses on the fire resistance of concretes meeting environmental requirements (high thermal performance - RT 2012), especially lightweight aggregate concretes, which thanks to their porous structure improve the insulating capacity of concrete structural elements and allow limiting the overall heat loss of the building.*

*MOTS-CLÉS : feu, haute température, béton léger, granulats légers.*

*KEYWORDS: fire, high temperature, lightweight concrete, lightweight aggregates.*

---

## 1. Introduction

Les premiers granulats légers utilisés dans la construction par les romains étaient des granulats naturels issus des roches volcaniques, comme la pierre ponce. Au début du XX<sup>ème</sup> siècle, d'autres types de granulats légers ont été fabriqués en utilisant des matières premières naturelles comme l'argile, le schiste et l'ardoise. En raison de sa faible masse volumique, le béton léger est utilisé dans la construction de stades, de ponts à grandes portées et même de plates-formes offshore. D'autre part, ce type de béton peut être utilisé pour répondre aux enjeux environnementaux du XXI<sup>ème</sup> siècle en optimisant la consommation énergétique dans le bâtiment grâce à ses propriétés thermiques isolantes. Ce travail de recherche s'intéresse à la tenue au feu des bétons de granulats légers notamment en argile expansée afin d'assurer une conception et un dimensionnement plus sûrs pour les personnes et les biens.

## 2. Formulations et démarches

Afin de savoir si le comportement à haute température de ces bétons structuraux à propriétés isolantes s'écarte de celui des bétons de granulats ordinaires, quatre formulations sont étudiées, dont deux bétons avec de l'argile expansée (AM et AR), un béton de référence avec du calcaire noir (BR) et un mortier. Deux granulats d'argile expansée sont étudiés, ayant des masses volumiques réelles différentes, 780 kg/m<sup>3</sup> pour l'un (AR) et 1270 kg/m<sup>3</sup> pour l'autre (AM). Les trois formulations de béton ont la même matrice cimentaire (E/C=0.45) et la même fraction volumique de gravillons tandis que le mortier a la même formulation que la matrice cimentaire des trois bétons. Il est ainsi possible d'identifier et d'isoler les comportements exclusifs des gravillons légers. Les bétons testés ont des résistances à la compression à 28 jours variant entre 30 MPa pour AR et 45 MPa pour AM et BR pour des masses volumiques sèches respectives de 1650, 1850 et 2260 Kg/m<sup>3</sup>. Les éprouvettes ont été stockées dans des sacs en plastique et des chiffons humides pour 90 jours. Les différents essais mécaniques et physiques ont été réalisés après un chauffage à 1°C/min suivi d'un palier isotherme de 2 heures (150°C, 300°C, 450°C et 600°C).

## 3. Résultats

### 3.1. Evolution des propriétés physiques et de la fissuration avec la température

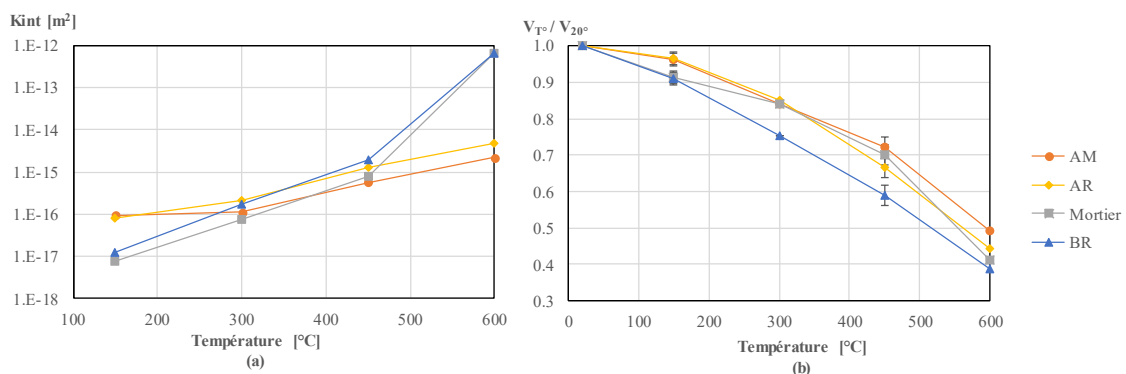


Figure 1. Evolution de la perméabilité(a) et la vitesse des ondes(b) des bétons en fonction de la température

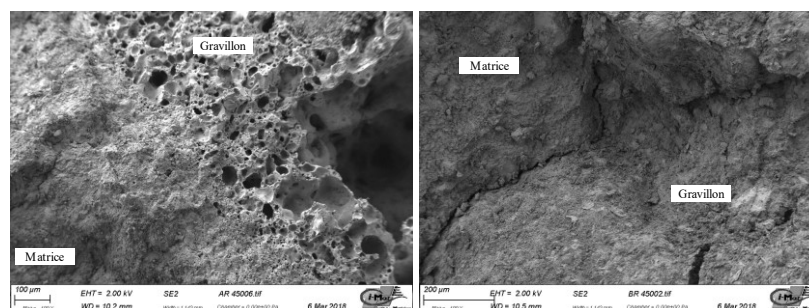
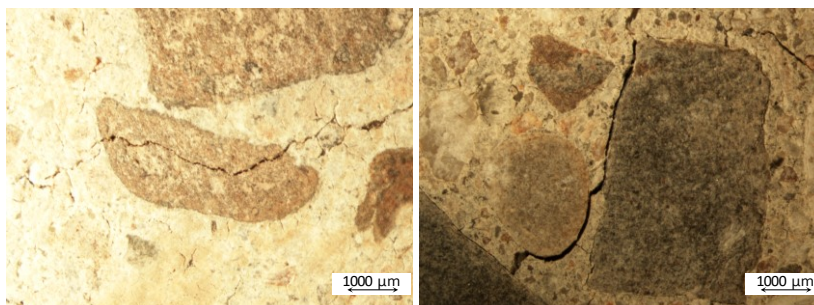


Figure 2. Interface pate-granulat de béton chauffé à 450°C et observé au MEB (AR à droite et BR à gauche)

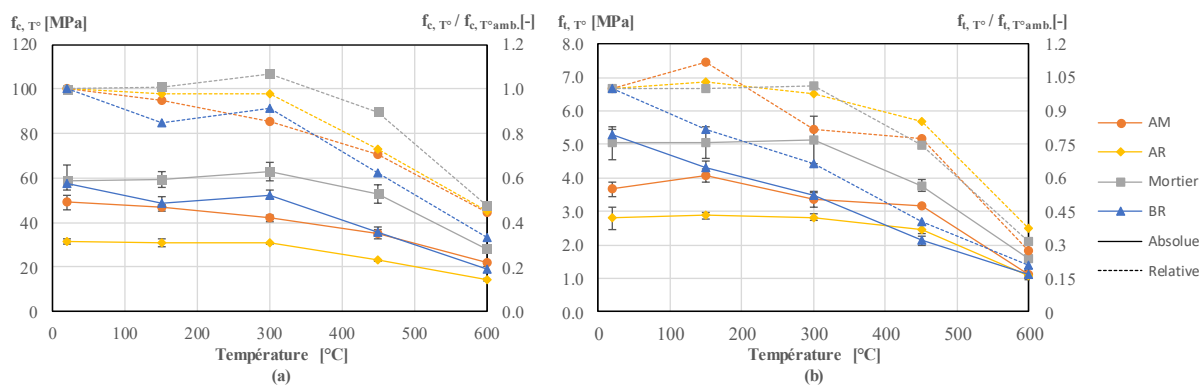
La perméabilité au gaz (azote) des bétons a été mesurée sur des disques de 15 cm de diamètre et 5 cm d'épaisseur en utilisant un dispositif Cembureau [KOL 89]. Pour chaque palier de température, 2 échantillons ont été testés.

Afin d'obtenir la perméabilité intrinsèque  $K_{int}$ , l'approche de Klinkenberg [KLI 41] a été adoptée en appliquant chaque fois 4 à 5 pressions d'injection différentes. Les résultats de ces mesures représentés par la *figure.1 (a)*, montrent que le béton de référence et le mortier sont moins perméables que les bétons légers à 150°C. A 300°C, les perméabilités du béton de référence et du mortier sont multipliées par 10 et rejoignent celle des bétons légers alors que cette dernière subit une augmentation très légère. A 600°C, l'augmentation de la perméabilité est plus importante pour le béton de référence et le mortier ( $10^{-12} \text{ m}^2$ ) que pour les bétons légers ( $10^{-15} \text{ m}^2 < K_{int} < 10^{-14} \text{ m}^2$ ). Selon les travaux de [CAR 16] la perméabilité du béton ordinaire augmente jusqu'à  $10^{-13} \text{ m}^2$  à 600°C, ce qui est plus élevé que  $10^{-14} \text{ m}^2$  mesuré pour les bétons légers. L'augmentation de la perméabilité avec la température est liée à la dégradation de la matrice cimentaire générant des microfissures comme le révèle la mesure des vitesses des ondes (*figure.1-b*) réalisée sur des éprouvettes 11Φ22 cm. L'évolution relative des vitesses d'ondes confirme les résultats précédents en suivant la même tendance que l'évolution de la perméabilité. Le mortier se comporte comme les bétons légers jusqu'à 450°C, tandis que la vitesse chute plus rapidement dans le béton de référence. A 600 °C, la vitesse d'ondes diminue jusqu'à 60% dans ce béton de référence en comparaison des 50% et 45% mesurés sur les bétons légers. Afin de bien comprendre l'origine de cette augmentation de perméabilité, les mesures précédentes ont été couplées à des observations au microscope optique et au microscope électronique à balayage. Il a été constaté que l'interface pâte-granulat est plus dégradée à 450°C pour le béton de référence que pour les bétons légers (*figure.2*). De plus, l'observation à l'œil nu et au microscope optique des bétons chauffés à 600°C (*figure.3*) montre que la majorité des fissures dans les bétons légers sont transgranulaires tandis que les fissures dans le béton de référence passent dans la zone interfaciale entre la pâte et le granulat. La liaison pâte-granulat est plus résistante avec les granulats légers poreux qu'avec les granulats calcaires [Ke 14].



**Figure 3.** Fissures dans les bétons AM (à gauche) et BR (à droite) chauffés à 600°C

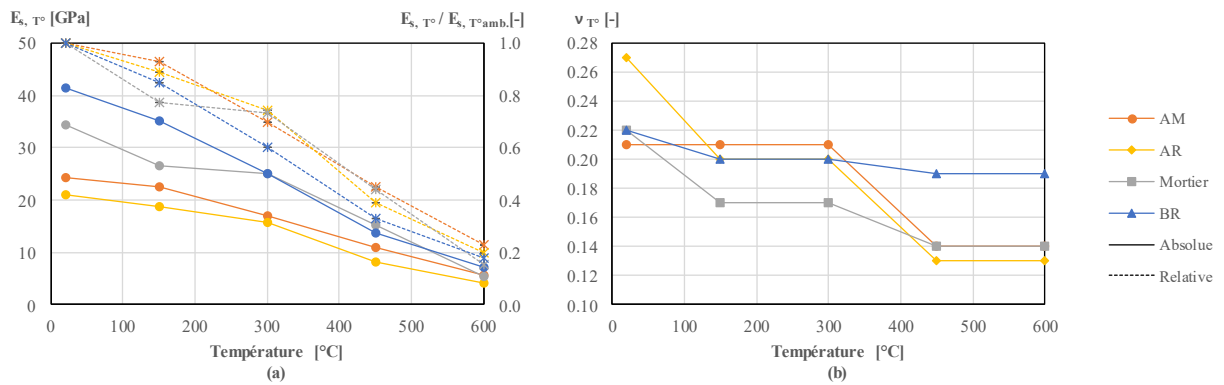
#### 4. Propriétés Mécaniques



**Figure 4.** Evolution des résistances résiduelles absolues et relatives en compression (a) et en traction par fendage (b) des bétons en fonction de la température

La résistance à la compression diminue légèrement pour les bétons de granulats légers à 300°C tandis que pour « BR » elle diminue à 150°C puis remonte d'environ 10% à 300°C. Cette variation entre 150 et 300°C est généralement observée pour les bétons de granulats naturels et peut s'expliquer par l'hydratation du ciment anhydre due à la migration d'eau des pores [DIA 90]. D'autre part, une légère augmentation de 10% est constatée pour le mortier à 300°C. Après ce palier, la résistance diminue rapidement pour tous les bétons mais d'une manière plus modérée pour les bétons légers que pour le béton de référence, qui perd jusqu'à 70 % de sa résistance, soit 20 % plus de perte en comparaison avec les autres bétons.





**Figure 5.** Evolution du module d'Young statique résiduel (a) et du coefficient de Poisson résiduel (b) des bétons en fonction de la température

La différence de comportement entre les bétons légers et le béton de granulat calcaire est encore plus notable sur l'évolution de la résistance à la traction. Cela peut s'expliquer par la bonne résistance de l'interface pâte-granulat léger (figures.2&3) lors de la sollicitation thermique liée à une auréole de transition moins poreuse et une plus faible dilatation thermique des granulats légers par rapport aux granulats calcaires [UYG 09]. Le module d'Young statique diminue plus linéairement avec la température. A 600°C, il diminue de 77% pour les bétons légers et de 83% pour le béton de référence et le mortier. Des tendances et des pertes similaires des résistances mécaniques ont été constatées par [TOR 16]. D'autre part, le coefficient de Poisson subit une chute importante après 300°C pour les bétons légers tandis que celui du béton de référence subit une diminution légère sans être trop affectée par la température.

## 5. Conclusion

A une vitesse de chauffage lente, 1°C/min, les effets hydriques et les gradients thermiques ont été réduits. Dans ces conditions, les bétons légers ont montré une perte de résistance et de perméabilité plus modérée que le béton de référence. D'autre part, les observations au MEB et au microscope optique ont montré une répartition et un chemin de fissuration différents selon la nature des granulats : intergranulaire pour les bétons de granulats calcaire et transgranulaire pour les bétons d'argile expansée.

## 6. Bibliographie

- [CAR 16] CARRE H., PERLOT C., DAOUD A., MIAH J., BAIDI B., 2016. "Durability of Ordinary Concrete after Heating at High Temperature." *Key Engineering Materials* 711 (September): 428–35. doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.711.428.
- [DIA 90] DIAS W., KHOURY G., SULLIVAN P., 1990. "Shrinkage of Hardened Cement Paste at Temperatures up to 670 C (1238 F)." *ACI Materials Journal* 87 (87): 204–9. doi:10.14359/1981.
- [KE 14] KE Y., ORTOLA S., BEAUCOUR A.L., DUMONTET H., 2014. "Micro-Stress Analysis and Identification of Lightweight Aggregate's Failure Strength by Micromechanical Modeling." *Mechanics of Materials* 68 (January). Elsevier: 176–92. doi:10.1016/J.MECHMAT.2013.09.005.
- [KLI 41] KLINKENBERG L., 1941. "The Permeability Of Porous Media To Liquids And Gases." *Drilling and Production Practice*. New York, New York: American Petroleum Institute.
- [KOL 89] KOLLEK J., 1989. "The Determination of the Permeability of Concrete to Oxygen by the Cembureau Method—a Recommendation." *Materials and Structures* 22 (3). Springer Netherlands: 225–30. doi:10.1007/BF02472192.
- [TOR 16] TORIĆ N., BOKO I., JURADIN S., BALOEVIĆ G., 2016. "Mechanical Properties of Lightweight Concrete after Fire Exposure." *Structural Concrete* 17 (6): 1071–81. doi:10.1002/suco.201500145.
- [UYG 09] UYGUNOGLU T., TOPÇU İ., 2009. "Thermal Expansion of Self-Consolidating Normal and Lightweight Aggregate Concrete at Elevated Temperature." *Construction and Building Materials* 23 (9): 3063–69. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.04.004.

---

# Influence du procédé de pré-imprégnation sur la performance mécanique d'un composite verre/matrice ettringitique

Omayma Homoro <sup>a</sup>, Marie Michel<sup>a\*</sup>, Thouraya Baranger <sup>a</sup>

<sup>a</sup> Université de Lyon, Université Lyon 1, LMC2-EA7427, F-69622 Villeurbanne, France.

\* Email: Marie.Michel@univ-lyon1.fr

---

*RÉSUMÉ. Les matériaux composites textile-micro béton (TRC) retiennent actuellement une grande attention dans le domaine du renforcement et réparation des structures en béton, maçonnerie ou bois, grâce à leurs multiples intérêts (grande résistance en traction, non toxicité, recyclabilité, etc.). Cependant, l'utilisation d'un renfort multi-filaments avec du ciment est difficile car la pénétration des particules de ciment reste limitée aux filaments externes, ce qui rend faible l'adhérence fil/matrice et par conséquent la performance mécanique du composite. L'objectif de ce travail est d'améliorer cette adhérence en pré-imprégnant le fil par une poudre minérale selon deux procédés différents : pré-imprégnation classique par voie humide et pré-imprégnation par voie sèche basée sur l'application d'un champ électrostatique alternatif. Une campagne d'essai d'arrachement d'un fil de verre AR enrobé dans une matrice ettringitique a été réalisée. Trois types d'éprouvettes ont été testés : fil sec (S), fil pré-imprégné par voie humide (PIH) et fil pré-imprégné par voie sèche (PIS) par différents types de poudre. Quatre longueurs d'enrobage ont été testées et leur effet a été analysé.*

*ABSTRACT. Textile-reinforced concrete (TRC) materials are currently receiving great attention for strengthening or repair of concrete, masonry and wood structures, owing to their many advantages (high tensile strength, nontoxicity, recyclability, etc.). However, the use of multifilament reinforcements for cements is challenging because the cement particles cannot fully penetrate the space between the inner filaments, which leads to the decrease of the yarn/matrix bond and consequently the mechanical performance of the composite. The objective of this work is to improve this bond by pre-impregnating the glass yarn with mineral powder according to two different processes: Conventional pre-impregnation in a wet way and pre-impregnation in a dry way, which is based on the use of an alternating electrostatic field. The pullout response of AR glass yarn embedded in ettringitic matrix has been investigated. Three types of specimens have been tested: a dry yarn (S), a yarn pre-impregnated in a wet way (PIH) with matrix particles, and a yarn pre-impregnated in a dry way (PIS) with different types of powder. Four embedded lengths have been experimented and their effect on the result is discussed.*

*MOTS-CLÉS: Fil de verre multi-filaments, matrice ettringitique, pré-imprégnation, pull-out, adhérence fil/matrice.*

*KEYWORDS: Glass multifilament yarns, ettringitic matrix, pre-impregnation, pullout, yarn/matrix bond.*

---

## 1. Introduction

Les matériaux composites TRC sont constitués d'une matrice à base de ciment contenant des granulats très fins et des fils multi-filaments continus de verre alcali résistant (AR), de carbone, de polymère ou d'autres matériaux. Grâce à leurs excellentes propriétés mécaniques et durabilités, ces matériaux peuvent être très appropriés pour plusieurs applications en génie civil.

En général, les particules de ciment ont un diamètre plus grand que l'espace entre les filaments constituant le fil. Il en résulte une microstructure dans laquelle les filaments externes sont en contact direct avec la matrice, alors que les filaments internes restent relativement libres (Figure 1) [ZHU 13]. Afin d'obtenir une meilleure performance du composite, il est nécessaire d'assurer un bon transfert des forces de la matrice à l'ensemble des filaments du fil notamment les filaments internes, cela peut être obtenu en remplissant les espaces entre les filaments par des charges minérales ou polymères [Xu 04], [Dvo 16]. Dans le domaine de préfabrication, la pré-imprégnation de textiles par voie humide par des poudres minérales est classiquement utilisée pour améliorer la performance des composites. Cependant, dans le domaine de renforcement et réparation de structures en béton ou d'autres matériaux traditionnels, cette technique ne peut pas être appliquée. Elle peut être remplacée par la nouvelle technique de pré-imprégnation par voie sèche, décrite dans la suite du présent article.

L'objectif de ce travail est d'étudier le comportement à l'arrachement d'un fil de verre AR, enrobé dans une matrice ettringitique, pré-imprégné par différents types de poudre (minérale et organique) selon deux méthodes différentes: (i) pré-imprégnation classique par voie humide et (ii) pré-imprégnation par voie sèche qui se base sur l'utilisation d'un champ électrostatique alternatif permettant la pénétration de la poudre à l'intérieur du fil. L'effet de la longueur d'enrobage a également été évalué dans cette étude.

## 2. Procédure expérimentale

Cette partie décrit les propriétés des matériaux utilisés, la méthode de fabrication des éprouvettes selon les deux procédés de pré-imprégnation, et le protocole expérimental.

### 2.1. Matériaux

Le fil utilisé dans cette étude est un roving (fil fabriqué par assemblage de filaments continus) de verre AR. Les filaments sont assemblés directement en fil par l'ensimage (direct roving). Les principales caractéristiques du fil sont données dans le Tableau 1.

**Tableau 1.** Propriétés physico-mécaniques du fil de verre AR données par le fabricant

Diamètre des filaments	Masse volumique	Masse linéique	Résistance en traction	Module d'élasticité	Point de ramollissement
19 $\mu\text{m}$	2.68g/cm <sup>3</sup>	1200 Tex	1700 MPa	72 GPa	860 °C

La matrice cimentaire K3 utilisée est constituée d'un squelette granulaire (combinaison de silice broyée, de fillers calcaires, et d'additions silico-alumineuses) de taille maximale de 300  $\mu\text{m}$ , d'un liant ettringitique constitué de ciment alumineux (CAC), de sulfate de calcium et de ciment Portland et d'un système d'adjuvantation comprenant des agents modificateurs de prise et une association d'agents de rhéologie pour assurer la fluidité et la stabilité de la matrice. La consistance de cette matrice a été mesurée par l'essai à la table d'écoulement suivant la norme EN-423-2 :2016, l'étalement obtenu est de 18.5 cm.

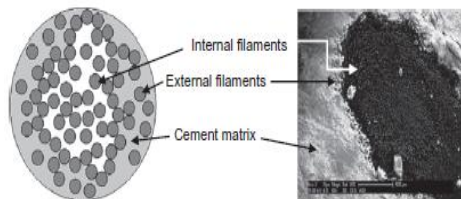
La matrice K3 se caractérise par un durcissement et une montée en résistance rapides grâce à la nature de son liant qui est un liant ettringitique.

### 2.2. Préparation des éprouvettes

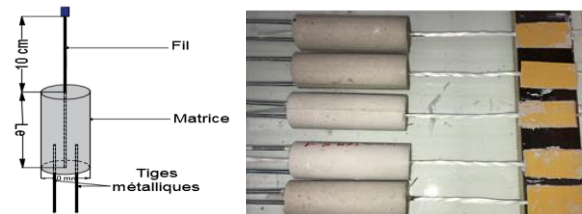
Des éprouvettes cylindriques de 34 mm de diamètre ont été testées dans cette étude, constituées d'un fil de verre rectiligne qui passe par leur axe longitudinal, de la matrice cimentaire K3 qui enrobe le fil, de deux tiges métalliques filetées de 4 mm de diamètre et du talon composite collé à l'extrémité libre du fil (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

Des tubes PVC ont été utilisés pour le moulage des éprouvettes. Chaque tube a été posé sur une plaque de moulage préalablement percée de 3 trous circulaires de 4 mm de diamètre: un trou situé au centre de la plaque permettant le passage du fil sans endommagement des filaments et deux autres trous pour les tiges filetées faisant avec le trou central une distance correspondant à la moitié du rayon du cylindre. Une colle a été appliquée à la jonction du tube et de la plaque de moulage afin d'assurer l'étanchéité lors du coulage de la matrice. Un

dispositif spécifique a été utilisé pour maintenir la position verticale du fil pendant le coulage. Au fur et à mesure du coulage de la matrice, les moules ont été mis en vibration pour faire remonter les bulles d'air à la surface. La prise de l'éprouvette a été effectuée en milieu ambiant sous la protection d'une couche de polyane pour éviter l'évaporation de l'eau et ainsi limiter le retrait prématuré de la surface supérieure de l'éprouvette. Après 24 heures, les éprouvettes ont été démoulées. Ensuite deux plaques composites ont été collées à l'extrémité libre du fil au moyen de résine époxy (Eponal 380). Les éprouvettes ont été ensuite conservées à température ambiante pendant 6 jours avant d'être testées.



**Figure 2.** Visualisation des filaments intérieurs non imprégnés et extérieurs imprégnés [ZHU.13]



**Figure 1.** Eprouvettes cylindriques de l'essai d'arrachement

### 2.3. Méthodes de pré-imprégnation

Afin d'améliorer l'adhérence fil/matrice, le fil a été pré-imprégné, avant de le fixer dans le moule, par différents types de poudre selon deux procédés différents :

- Pré-imprégnation par voie humide: le fil est saturé par la matrice K3 par action manuelle.
- Pré-imprégnation par voie sèche: Cette nouvelle technologie développée par l'entreprise Fibroline permet une pénétration rapide et homogène de la poudre dans les porosités du fil. Le principe de cette technique est présenté sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** Cinq types de poudre mélangés avec des charges de silices permettant d'assurer leur fluidité (96% poudre + 4% charges de silice) ont été saupoudrés sur des segments de fil de verre. Ensuite, un champ électrique alternatif a été appliqué perpendiculairement au système fils/poudre par l'intermédiaire d'un jeu d'électrodes raccordées aux pôles respectifs d'un générateur électrostatique pendant une durée de quelques secondes. Les fils pré-imprégnés ont été pulvérisés d'eau avant le coulage de la matrice cimentaire.

### 2.4. Configurations expérimentales

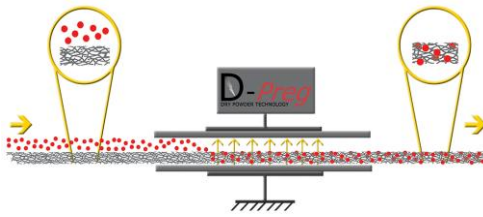
Plusieurs configurations expérimentales ont été envisagées afin de déterminer l'influence de différents paramètres (méthode de pré-imprégnation, type de poudre de pré-imprégnation et longueur d'enrobage de fil dans la matrice) sur le comportement à l'arrachement du fil :

- S : fil sec au moment du coulage
- PIH.K3 : fil pré-imprégné par voie humide par la matrice cimentaire K3;
- PIS.K3 : fil pré-imprégné par voie sèche par la matrice cimentaire K3;
- PIS.B : fil pré-imprégné par voie sèche par le liant la matrice cimentaire K3;
- PIS.B+F : fil pré-imprégné par voie sèche par le liant et les charges de la matrice cimentaire K3;
- PIS.SAC : fil pré-imprégné par voie sèche par le liant mono-composant CSA (ciment sulfo-alumineux) ;
- PIS.P : fil pré-imprégné par voie sèche par la poudre polymère (acétate de polyvinyle).

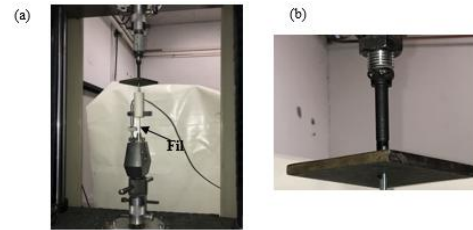
Quatre longueurs d'enrobage ( $L_e = 2, 5, 7$  et  $10$  mm) ont été étudiées. Au moins quatre éprouvettes ont été testées pour chaque configuration.

### 2.5. Protocole expérimental

Les essais d'arrachement ont été conduits en utilisant une machine de traction universelle Zwick/Roell de capacité 65 KN (Figure 4.a). Une plaque métallique liée à l'éprouvette et la machine au moyen du système illustré sur la Figure 4.b a été utilisée. L'extrémité libre du fil a été fixée par serrage du talon composite dans le mors inférieur. La vitesse de déplacement de la traverse est fixée à 1 mm/min.



**Figure 3.** Principe du procédé d'imprégnation par voie sèche Fibroline [CAR 16]



**Figure 4 :** (a) dispositif expérimental d'un essai d'arrachement ; (b) plaque métallique

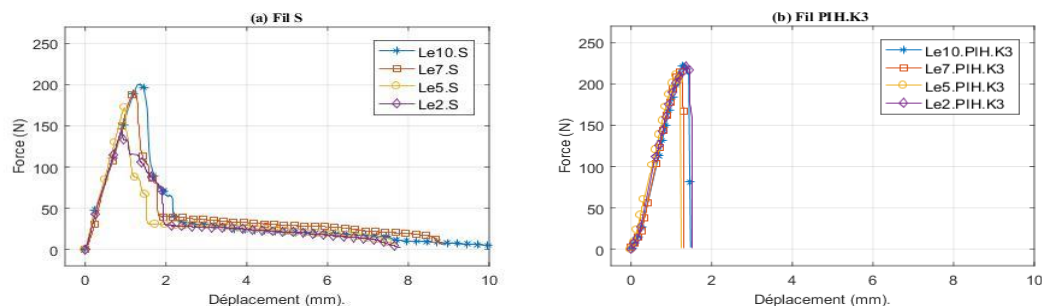
### 3. Résultats et discussions

#### 3.1. Courbes d'arrachement

La Figure 5(a) montre les courbes d'arrachement représentatives pour chaque longueur d'enrobage dans le cas d'un fil Sec. Toutes les courbes commencent par une partie linéaire où le fil résiste à l'arrachement par la contrainte de cisaillement élastique, ce comportement se poursuit jusqu'à atteindre approximativement 70 à 95% de la charge maximale (en fonction du type de l'éprouvette), où les liaisons filaments-matrice commencent à rompre. Cette rupture se traduit par la rupture en traction des filaments d'une part (filaments externes qui sont bien imprégnés par la matrice cimentaire), et par la rupture de l'adhérence filament-matrice suivie par le glissement des filaments d'autre part (filaments internes qui sont peu ou non imprégnés dans la matrice). La rupture successive de ces liaisons entraîne une diminution de la pente de la partie ascendante de la courbe jusqu'à atteindre l'effort maximum. La partie descendante de la courbe est caractérisée par une chute importante et nette de l'effort d'arrachement accompagnée de la rupture des dernières liaisons entre les filaments et la matrice jusqu'à atteindre un effort seuil (de l'ordre de 40 N). Une fois que toutes les liaisons filament-matrice sont rompues, les filaments internes glissent et transfèrent la contrainte seulement à travers leur surface de contact.

La Figure 5(b) montre les courbes d'arrachement représentatives pour chaque longueur d'enrobage dans le cas d'un fil PIH.K3. Les courbes sont constituées de deux parties. La première, correspondant à la partie ascendante de la courbe, présente trois phénomènes : un adoucissement initial qui résulte de la mise en tension progressive des filaments ayant des longueurs légèrement différentes, suivi d'un comportement linéaire où tous les filaments sont chargés, et ensuite une diminution de la pente à partir des premières ruptures des filaments. En effet, ce sont les filaments les plus courts qui se rompent les premiers, ensuite l'effort se répartit entre les filaments moins chargés jusqu'à atteindre l'effort maximal où un grand nombre de filaments sont cassés, ce qui mène à une chute brutale de l'effort représenté par la deuxième partie de la courbe. La rupture des liaisons filaments-matrice dans ce cas correspond seulement à la rupture en traction des filaments. Aucun glissement des filaments n'a été observé, ce qui signifie que l'adhérence fil-matrice a été améliorée par ce traitement.

Quelle que soit la poudre utilisée pour la pré-imprégnation par voie sèche (PIS.L, PIS.L+Ch, PIS.K3, PIS.CSA), le comportement est similaire à celui d'un fil S caractérisé par un glissement des filaments pour un effort de l'ordre de 16N. Hormis pour le polymère (PIS.P), l'allure de la courbe est similaire à celle d'un fil PIH, caractérisée par une chute brutale de l'effort en raison de la perte d'adhérence entre les charges de polymères et la matrice cimentaire.



**Figure 5.** Courbes d'arrachement (a) fil sec, (b) fil PIH.K3 pour différentes longueurs d'enrobage

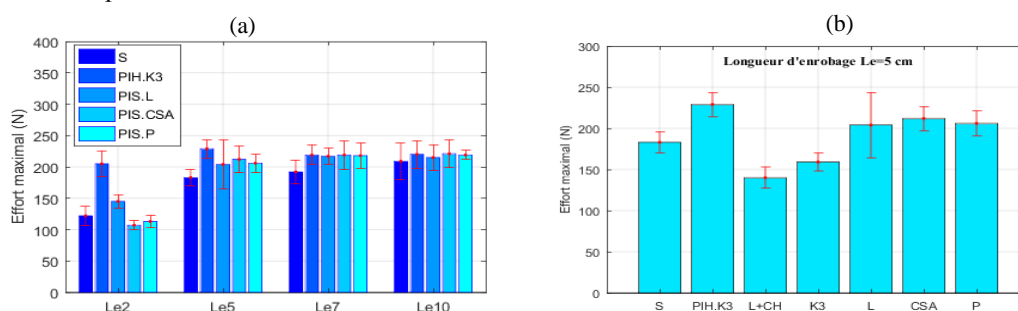
#### 3.2. Influence de la longueur d'enrobage Le

L'évolution de l'effort maximal en fonction de la longueur d'enrobage pour les configurations S, PIH.K3, PIS.L, PIS.CSA et PIS.P est présentée sur la Figure 6(a). L'effort maximal d'un fil S augmente quand la longueur

d'enrobage augmente, cette augmentation est plus importante lorsque  $Le$  varie de 2 à 5 cm (gain de 50%), au-delà de 5 cm, cette augmentation devient faible (gain de 6%). Cela était attendu car une grande longueur d'ancrage nécessite une grande force pour rompre l'adhérence fil-matrice. Le même effet est observé pour un fil pré-impregné à sec mais avec une légère augmentation de l'effort maximal moyen au-delà de 5 cm. Dans le cas d'un fil PIH, la longueur d'enrobage n'a pas un effet significatif sur l'effort maximal si on prend en considération la dispersion des valeurs. Cela est expliqué par le mode de rupture des éprouvettes correspondant à une rupture par traction du fil dont la résistance ne dépend pas de la longueur d'enrobage.

### 3.3. Influence de la méthode de pré-impregnation

L'effet de la méthode de pré-impregnation ainsi que le type de poudre utilisée sur la force d'arrachement pour une longueur d'enrobage de 5cm est montré sur la Figure 6(b). Les résultats révèlent que la pré-impregnation par voie humide présente la plus grande valeur de l'effort d'arrachement avec un gain de 25 % par rapport au fil S, grâce à la bonne pénétration des particules de ciment au cœur du fil. La pré-impregnation par voie sèche a permis également une augmentation de l'ordre de 7% de l'effort par rapport au fil S mais seulement en utilisant le liant, le CSA et les charges polymères. Ainsi, le procédé de pré-impregnation et le type de poudre utilisé jouent un rôle important sur la résistance à l'arrachement. L'ajout des charges et des additifs a un effet négatif sur l'adhérence fil-matrice à cause de la taille des particules. Les charges de polymères ont amélioré la résistance de l'éprouvette mais présentent une faible adhérence aux matrices cimentaires.



**Figure 6.** (a) : Effet de longueur d'enrobage sur l'effort maximal en fonction du mode de traitement du fil; (b) : Effet de pré-impregnation du fil sur l'effort maximal pour une longueur d'enrobage de 5 cm

## 4. Conclusion

En se basant sur les résultats et les analyses présentés dans les sections précédentes, trois conclusions peuvent être tirées : (i) la longueur d'enrobage a un effet sur la résistance à l'arrachement d'un fil S et PIS notamment dans le cas des petites longueurs. Cependant, la résistance maximale d'un fil PIH reste relativement constante car elle correspond à la résistance en traction du fil. (ii) le procédé d'impregnation par voie humide conduit au meilleur comportement d'arrachement, ensuite vient la pré-impregnation par voie sèche en utilisant le liant, le CSA et les charges polymères. Cependant les polymères présentent une faible adhérence avec la matrice cimentaire. (iii) L'ajout des charges et des additifs dans la poudre de pré-impregnation à sec a diminué l'adhérence fil-matrice. Bien que la pré-impregnation par voie humide présente la meilleure amélioration de l'adhérence fil/matrice, son utilisation reste limitée aux éléments préfabriqués simples, contrairement à la pré-impregnation par voie sèche qui permet de réaliser des éléments de construction de grandes tailles in situ.

## 5. Bibliographie

- [CAR 16] CARAMARO L., MARDUEL J., « Imprégnation voie sèche - Procédé d'impregnation électrostatique de la société Fibroline », *Techniques de l'Ingénieur*, 2016.
- [DVO 16] DVORKIN D., PELED A., « Effect of reinforcement with carbon fabrics impregnated with nanoparticles on the tensile behavior of cement-based composites », *Cement and Concrete Research*, vol. 85, 2004, p. 28-38.
- [MEC 13] MECHTCHERINE V., « Novel cement-based composites for the strengthening and repair of concrete structures », *Construction and Building Materials*, vol. 41, 2013, p. 365-373.
- [Xu 04] XU S., KRUGER M., REINHARDT W., « Bond characteristics of carbon, alkali resistant glass, and aramid textiles in mortar », *Journal of materials in civil engineering*, vol. 16, n° 4, 2004, p. 356-364.
- [ZHU 13] ZHU D., MOBASHER B., PELED A., « Experimental study of dynamic behavior of cement-based composites », *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*, vol. 2, n° 1, 2013, p. 1-12.

---

# Influence du séchage en conditions ambiantes sur les mesures électriques de mortiers fibrés

Duplan François<sup>1</sup>, Payan Cédric<sup>2</sup>, Clerc Jean-Pierre<sup>1</sup>, Burtschell Yves<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Aix-Marseille Université, CNRS, IUSTI UMR 7343, 13453, Marseille, France

<sup>2</sup> Aix Marseille Univ, CNRS, Centrale Marseille, LMA UMR 7031, 13453, Marseille, France

---

*RÉSUMÉ. La mesure de l'impédance électrique d'un matériau cimentaire peut permettre d'évaluer sa prise [KUS 2016], sa teneur en eau [CAR 1989], mais aussi son endommagement [PEL 2001] ou sa contrainte mécanique [CHE 1993][FU 1997] en présence de fibres conductrices. La relation entre impédance électrique et contrainte mécanique présente un potentiel intéressant, mais la sensibilité de l'impédance à l'humidité peut causer un manque de fiabilité des mesures. Cette étude a permis d'identifier des plages de fréquence auxquelles certaines formulations spécifiques de mortiers fibrés sont très peu sensibles aux variations de teneur en eau, ce qui pourrait permettre une fiabilité des mesures électriques suffisante pour des applications de Structural Health Monitoring.*

*ABSTRACT. Electrical measures allow to monitor cement paste, mortars and concrete regarding their hydration [KUS 2016], their moisture content [CAR 1989], their damage [PEL 2001] and, in presence of conductive fibres, their stress and/or strain [CHE 1993] [FU 1997]. The relation between mechanical strain and electrical impedance offers a very interesting potential for structural health monitoring, but the sensibility to moisture content is problematic since it may cause unreliable results. This study demonstrates that for some specific mixture designs, there is a measuring frequency range with a very limited sensibility to water content, thus enhancing the reliability of electrical measures. This frequency range should be recommended for Structural Health Monitoring.*

*MOTS-CLÉS : mortier, fibres de carbone, mesures électriques, monitoring, séchage*

*KEY WORDS: mortar, carbon fibres, electrical measures, monitoring, drying*

---



## 1. Introduction

Le smart concrete a été découvert en 1993 [CHE 1993]. Le concept est assez simple : un matériau cimentaire « classique » (coulis de ciment ; mortier ; béton) est renforcé de fibres conductrices présentant une géométrie spécifique grâce à laquelle elles créent un réseau conducteur dans la matrice cimentaire [WEN 2007]. De manière générale, l'addition des fibres conductrices a deux conséquences simultanées sur les propriétés électriques du matériau :

- la résistivité électrique diminue de plusieurs ordres de grandeur (jusqu'à  $10^5$  avec percolation des fibres) ;
- le matériau a un comportement piézo-résistif : ses propriétés électriques varient avec les déformations mécaniques du matériau ; cette variation est d'abord linéaire dans le domaine élastique du matériau, puis non linéaire.

A cause du séchage et d'une éventuelle exposition aux conditions climatiques, la teneur en eau d'un mortier est amenée à varier dans le temps, entraînant ainsi des fluctuations des propriétés électriques. L'exploitation des mesures électriques de ces mortiers fibrés à des fins de monitoring doit donc s'affranchir de ces fluctuations.

## 2. Procédures expérimentales

Les matériaux suivants ont été utilisés : ciment CEM I 52.5 N ; sable siliceux 0/2 mm ; super-plastifiant Master Glenium 550 ; fibres de carbone. La distribution granulométrique du sable est donnée dans le Tableau 1 :

**Tableau 1 - Distribution granulométrique du sable**

Diamètre (mm)	0.065	0.13	0.25	0.5	1	2
Passant (%)	2	4	18	33	96	98

Les propriétés des fibres de carbone sont données dans le Tableau 2 :

**Tableau 2 - Propriétés des fibres de carbone**

Diamètre	Longueur	Module él.	Rés. tract°	Masse vol.	Résistivité	Coating
7 $\mu$ m	6 mm	240 GPa	4 500 MPa	1 800 kg/m <sup>3</sup>	1.4 $10^E-6 \Omega.m$	3.8 %

Deux compositions de mortiers avec des fractions volumiques de sable de 60 et 40 %, ont été choisies, car la percolation de la pâte de ciment a une très forte influence sur la résistivité électrique du mortier fibré [WEN 2007]. Le rapport E/C est de 0,4 pour les deux mortiers. Les fractions volumiques de fibres étudiées ont été :

- 0 ; 0,5 et 1 % pour les mortiers avec une fraction volumique de sable de 60 % ;
- 0 ; 0,05 et 0,2 % pour les mortiers avec une fraction volumique de sable de 40 % .

Grâce à une étude précédente [DUP 2016], les valeurs intermédiaires des fractions volumiques de fibres sont en dessous du seuil de percolation, tandis que les valeurs les plus élevées seront au-dessus de ce dernier.

La séquence de malaxage suivante a été choisie : dans un premier temps, sable et ciment sont mélangés à sec (d30 secondes) ; ensuite, eau et super-plastifiant sont incorporés (1 minute) ; enfin, les fibres sont introduites durant le malaxage (1,5 minute).

## 3. Résultats

### 3.1. Mortiers sans fibre

Les Figure 1 et Figure 2 montrent les diagrammes des parties réelles et imaginaires de l'impédance à différentes échéances de séchage pour les mortiers sans fibres avec des fractions volumiques de sable de 60 et 40 % respectivement. Au fur à mesure que le matériau sèche dans les conditions ambiantes (env. 20°C et 50 % H.R), la teneur en eau de la porosité capillaire diminue et l'impédance augmente, que ce soit pour la partie réelle ou imaginaire, et pour toute la plage de fréquences étudiée.

### 3.2. Mortiers avec réseau de fibres non percolé

Les Figure 3 et Figure 4 montrent les diagrammes des parties réelles et imaginaires de l'impédance de deux mortiers :

- le premier avec des fractions volumiques de sable et de fibres respectives de 60 et 0.5 % ;
- le second avec des fractions volumiques de sable et de fibres respectives de 40 et 0.05 %.

De la même manière que pour les mortiers sans fibres, le séchage induit une augmentation systématique de l'impédance pour la partie réelle et la partie imaginaire, et pour toute la gamme de fréquences étudiées. L'ajout des fibres a donc diminué les valeurs d'impédance, mais n'a pas modifié l'impact du séchage sur les propriétés électriques. Aussi, les deux mortiers présentent des valeurs d'impédance similaires, alors que le premier comporte une fraction volumique 10 fois supérieure au second.

### 3.3. Mortiers avec réseau de fibres non percolé

Les Figure 5 et Figure 6 montrent les diagrammes des parties réelles et imaginaires de l'impédance de deux mortiers :

- le premier avec des fractions volumiques de sable et de fibres respectives de 60 et 1 % ;
- le second avec des fractions volumiques de sable et de fibres respectives de 40 et 0.2 %.

Contrairement aux formulations précédentes, on remarque ici que l'influence du séchage sur les propriétés électriques a été modifiée par la présence des fibres pour les deux mortiers. Pour les basses fréquences ( $10^E1$ - $10^E3$ Hz), la partie réelle de l'impédance diminue durant le séchage, et le contraire pour les hautes fréquences ( $10^E3$ - $10^E6$  Hz). Pour des fréquences d'environ 2 kHz, le séchage a un impact très limité sur la partie réelle de l'impédance pour les deux mortiers. On retrouve le même phénomène pour la partie imaginaire de l'impédance, mais avec des plages de fréquence différentes : la limite entre basses et hautes fréquences se situe à environ 100 kHz.

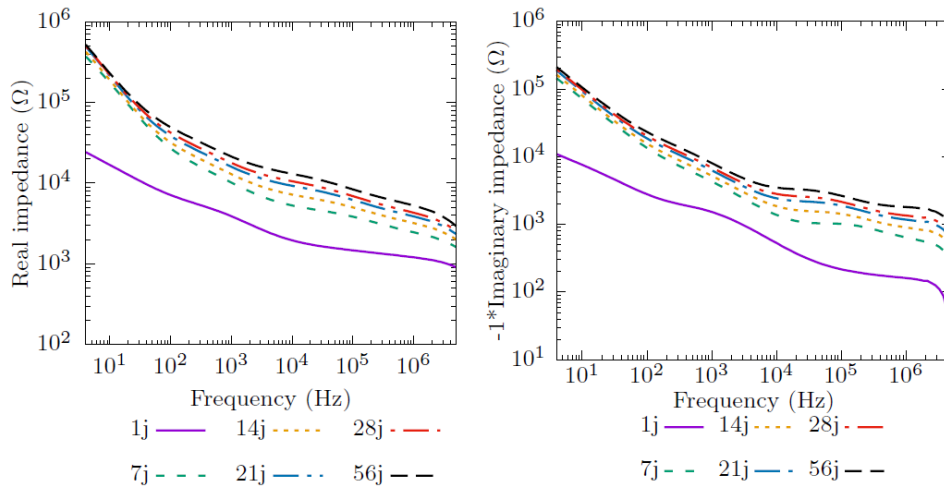
Enfin, on note que les diagrammes d'impédance présentent des valeurs similaires pour les deux mortiers alors que les fractions volumiques de fibres sont 5 fois plus importantes pour le premier mortier, ce qui confirme l'observation du précédent paragraphe sur la non-percolation de la pâte de ciment.

## 4. Conclusion

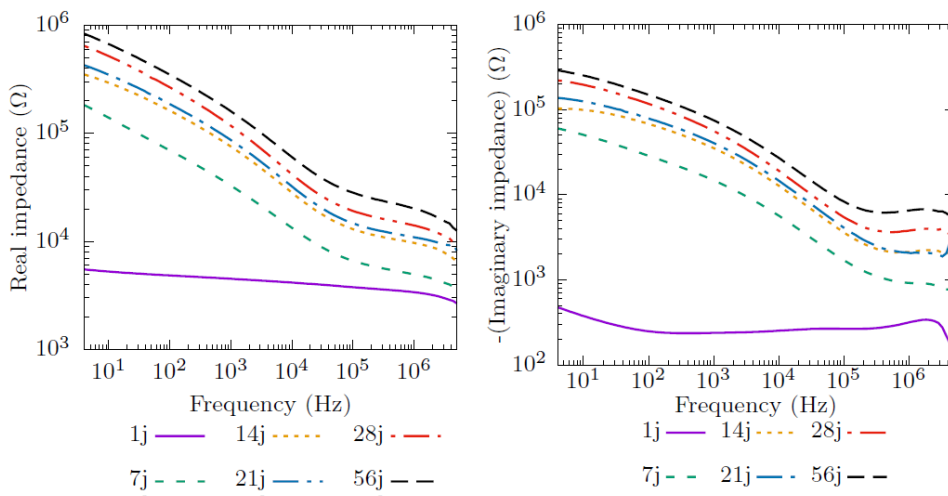
- La percolation du réseau conducteur de fibres conductrices permet de modifier l'influence du séchage sur les propriétés électriques du béton. En effet, en présence d'un réseau conducteur percolé, un mortier fibré présente une plage de fréquences de mesure très restreinte (voire une fréquence unique) pour laquelle l'influence du séchage sur les propriétés électriques est quasi-nulle. Ceci est vrai pour les parties réelles et imaginaires de l'impédance, mais à des fréquences différentes : 2 et 100 kHz, respectivement.
- La fraction volumique de sable présente dans le mortier a un impact sur le seuil de percolation des fibres conductrices :
  - avec une fraction volumique de sable de 60 %, le seuil de percolation est entre 0.5 et 1% ;
  - avec une fraction volumique de sable de 40 %, le seuil de percolation est entre 0.05 et 0.2%.

## 5. Références

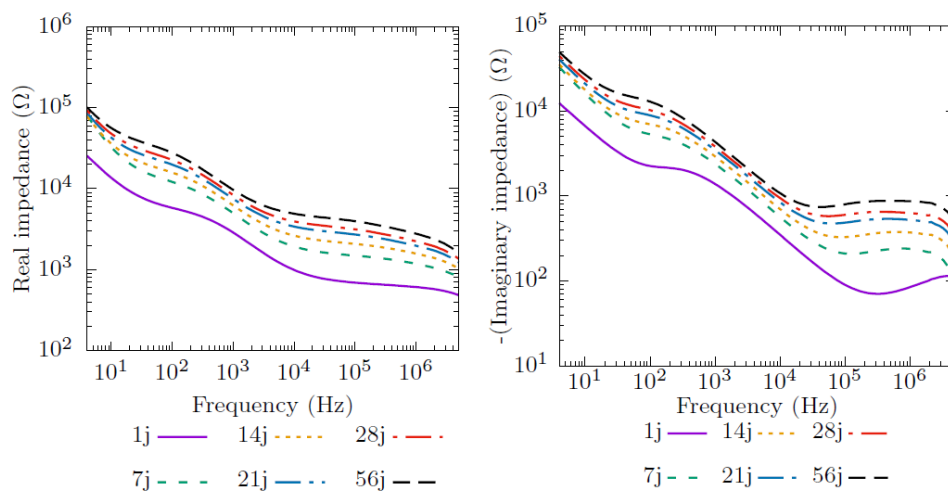
- [CAR 1989] Mc Carter, W.J, Garvin, S., Dependence of electrical impedance of cement-based materials on their moisture condition, *Journal of Physics – Applied Physics*, vol. 22, 1989
- [CHE 1993] P. Chen, D. Chung, Carbon fiber reinforced concrete for smart structures capable of non-destructive flaw detection, *Smart materials and structures*, vol. 2, 1993, p.22-30
- [DUP 2016] Duplan, F., Burtshell, Y., Vandewalle, L. Influence des granulats et des fibres sur les propriétés mécaniques et électriques des mortiers de fibres de carbone , *RUGC 2016*, Liège, Belgique
- [KUS 2016] Kusak, I, Lunal, M, Chobola,, Z. Monitoring of Concrete Hydration by Electrical Measurement Methods, *Procedia Engineering*, vol. 151, 2016, p. 271-276
- [FU 1997] X. Fu, E. Ma, D. Chung,W. Anderson, Self-monitoring in carbon fiber rein forced mortar by reactance measurement, *Cement and Concrete Research*, vol. 27 (6) (1997) 845{852.
- [PEL 2001] Peled, A., Torrents, J.M, Mason, T.O, Sah, S., Garboczi, E.J, Electrical Impedance Spectra to Monitor Damage During Tensile Loading of Cement Composites, *ACI Materials Journal*, vol. 98, n°4, 2001, p.313-324
- [WEN 2007] Wen, S., Chung, D.D.L, Double percolation in the electrical conduction in carbon fiber reinforced cement-based materials, *Carbon*, vol.45 n°2, 2007, p. 263-267



**Figure 1 - Influence du séchage sur l'impédance - mortier 60 % sable & 0 % fibres**



**Figure 2 - Influence du séchage sur l'impédance - mortier 40 % sable & 0 % fibres**



**Figure 3 - Influence du séchage sur l'impédance - mortier 60 % sable & 0,5 % fibres**

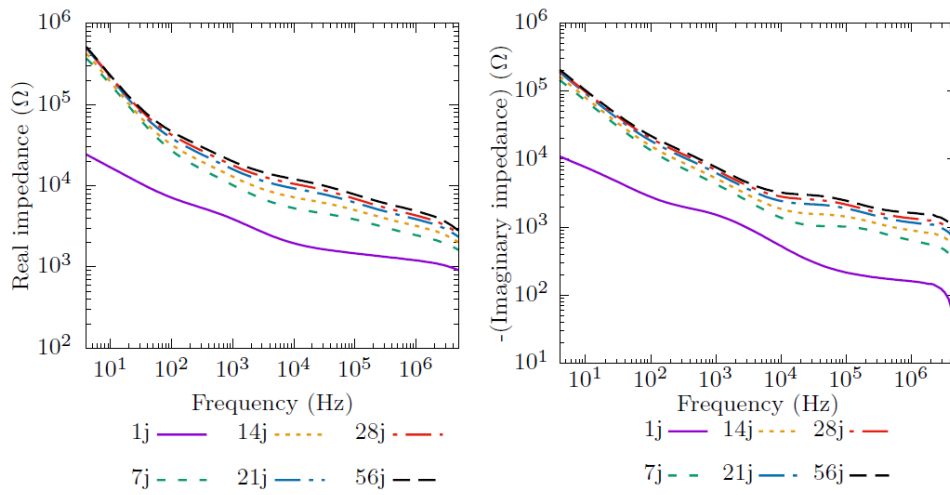


Figure 4 - Influence du séchage sur l'impédance - mortier 40 % sable & 0,05 % fibres

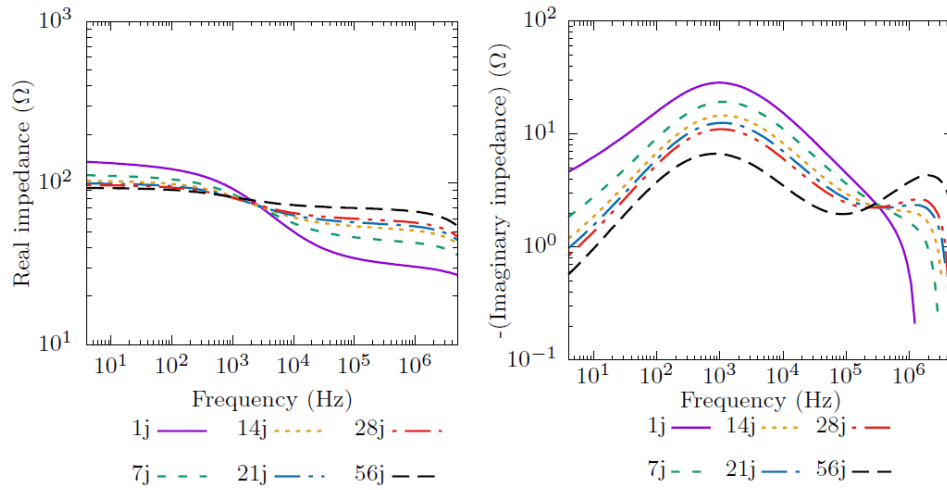


Figure 5 - Influence du séchage sur l'impédance - mortier 60 % sable & 1 % fibres

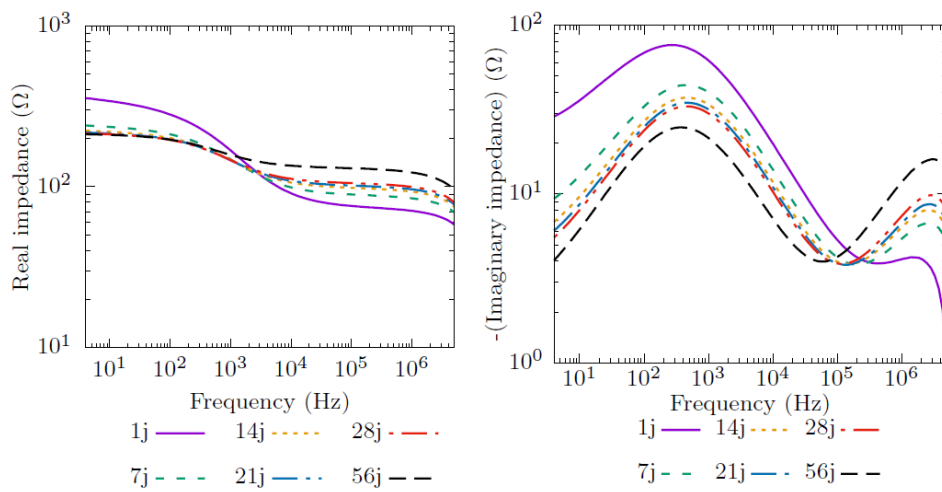


Figure 6 - Influence du séchage sur l'impédance - mortier 40 % sable & 0,2 % fibres

---

# Influence of different charges in cement-based matrix of textile-reinforced concrete (TRC) on its thermomechanical and thermal behaviours at different temperatures

Tala Tlajji<sup>1</sup>, Xuan Hong Vu<sup>1</sup>, Emmanuel Ferrier<sup>1</sup>, Amir Si Larbi<sup>2</sup>

<sup>1</sup> University of Lyon, University of Lyon 1, Laboratory of Composite Materials for Construction (LMC2), 82 bd Niels Bohr, 69622 Villeurbanne France ; tala.tlajji@univ-lyon1.fr, xuan-hong.vu@univ-lyon1.fr, emmanuel.ferrier@univ-lyon1.fr

<sup>2</sup> University Lyon, ENISE, LTDS (UMR 5513 CNRS), 58 rue Jean Parot, 42023 Saint-Etienne Cedex 2, France ; amir.si-larbi@enise.fr

---

**RÉSUMÉ.** Le but de cette étude est de développer un TRC en matériau composite avec une matrice alumineuse pouvant améliorer sa résistance au feu. Les composites TRC étudiés sont composés de deux couches de grille de carbone intégrées dans une matrice chargée. Deux types de chargement de matrice ont été testés sous chargements thermique et mécanique. La première matrice est formée d'un ciment alumineux chargé de fibre de mat alkali-résistant (MatAR) et la seconde est un mortier alumineux ayant une granulométrie étalée, chargé de fibres de polypropylène (PPS). Lorsque la température varie de 25 ° C à 120 ° C, la résistance mécanique du TRC avec le polypropylène (TRC-PPS) est plus élevée que celle du TRC avec le mat AR (TRC-MatAR). Par contre entre 120°C et 400°C, la résistance mécanique du TRC-PPS diminue de 80% alors que celle du TRC-MatAR évolue significativement. Au final, les résistances mécaniques des deux TRC sont similaires lorsque la température est autour de 600 ° C. Une analyse thermomécanique (TMA) et une mesure de la diffusivité thermique complètent la caractérisation des matériaux en fonction de la température et relient l'effet de la température sur la microstructure au comportement thermomécanique global des composites TRC.

**ABSTRACT.** The aim of this study is to develop a composite material TRC with an aluminous matrix that can improve its resistance to fire. The studied TRC composites were made with two layers of carbon grid integrated in a filled matrix. Two types of filled aluminous cement were tested under thermal and mechanical loadings. The first matrix was aluminous cement filled with alkali resistant chopped strand mat (MatAR) and the second one was an aluminous mortar filled with polypropylene fibres (PPS). When the target temperature varies from 25°C to 120°C, the ultimate stress of the TRC with polypropylene (TRC-PPS) is higher than that of the TRC with mat AR (TRC-MatAR). On the other hand between 120 ° C and 400 ° C, the ultimate stress of the TRC-PPS decreases approximately 80% while that of the TRC-MatAR significantly evolves. At the end the mechanical resistance of both TRCs when the temperature is around 600 ° C. A thermomechanical analysis (TMA) and a measurement of the thermal diffusivity complete the characterization of the materials as a function of the temperature and relate the effect of the temperature on the microstructure and on global thermomechanical behaviour of the TRC composites.

**MOTS-CLÉS :** TRC, fibre de polypropylène, mat AR, température, comportement thermomécanique, comportement thermique

**KEY WORDS:** TRC, polypropylene fibres, mat AR, temperature, thermomechanical behaviour, thermal behaviour

---

## 1. Introduction

Textile reinforced concrete (TRC), is a new composite material composed of multi-axial textiles and fine concrete. The material exhibits several advantages. From these benefits, the good fire-resistance capability and elevated temperature mechanical performance of TRC was focused in this study. Thus fire-protection is a prominent issue in TRC studies and is also a key problem that needs to be addressed when TRC panels are to be extensively applied. Unfortunately, few studies have been conducted on the elevated temperature mechanical behavior of TRC [BUT 2014], [NGU 2016], [DON 2017], [TLA 2018] and [VAR 2018]. Furthermore, other studies analyzed the fire resistance of concrete with different microfibers. Mirza et al [MIR 2002] found that alkali-resistant glass fibers are highly effective in controlling restrained shrinkage cracking of lightweight concrete and in controlling the negative impacts of exposure to elevated temperatures. Serrano et al [SER 2016] showed that incorporating polypropylene fibers are good alternative additives for traditional concrete, since they improve the strength and behavior of concrete in case of fire. In order to improve elevated temperature resistance performance of TRC, this paper focused on the thermomechanical behavior of two types of TRC with different charges in the matrix and same textile reinforcement. The charges added to the TRC matrix are the AR chopped

strand mat glass textile and polypropylene fibers. First, the mechanical behavior of TRC composites was characterized at 25°C. Stress/strain relationships of TRC composites were determined and the crack width as a function of the axial stress for both types of TRC was measured. Then, in order to investigate the effect of different charges in cement-based matrix on thermomechanical behavior of TRC, a combined thermal and mechanical load was followed. Additionally, a thermomechanical analysis (TMA) and a measurement of the thermal diffusivity complete the characterization of the materials as a function of the temperature and show effects of temperature on microstructure and on global thermomechanical behaviour of the TRC composite.

## 2. Specimens

In this study, two textile reinforced composites (TRC-MatAR and TRC-PPS) are made with 2 layers of coated carbon grid and two different charged aluminous cements. The first aluminous matrix is made of aluminous cement filled with AR chopped strand mat glass textile (MatAR) and the second one is formed of aluminous mortar filled with polypropylene fibers (PPS). A biaxial textile made of carbon fiber grid (with a mesh size of 7mmx7mm) coated with resin epoxy was used as the composite internal reinforcement in this experiment. The choice of the size of a TRC-MatAR or TRC-PPS composite specimen mainly depends on the used furnace volume of the thermomechanical machine TM20kN-1200C used in this study. The cross section of the composite specimens may not exceed 50 mm x 10 mm and a length of 700 mm was chosen.

## 3. Characterization techniques

This section presents uniaxial tensile tests at ambient temperature, that at different temperatures and thermal analysis carried out in this study.

### 3.1. Uniaxial tensile tests at ambient temperature

Uniaxial tensile tests on the TRC plates were conducted using the TM20kN-1200C machine with a mechanical loading under a controlled displacement of 1mm/min. During uniaxial tensile test, the TRC axial strain was measured by a laser sensor [NGU 2016] and with the digital image correlation technique (DIC), the crack width of both types of TRC was evaluated as a function of the applied axial stress.

### 3.2. Uniaxial tensile tests at different temperatures

In order to investigate the effect of different charges in cement-based matrix on thermomechanical behavior of TRC subjected to a combined thermal and mechanical loading, the TRC sample was first placed inside the furnace and then heated to the required temperature. The temperature in the furnace increases to a required temperature level ranging from 25°C to 600°C with a corresponding heating rate ranging from 2.5°C/minute to 20°C/minute. Once the required temperature is reached, a tensile uniaxial load is applied and the laser sensor records the axial strain of the TRC specimen [TLA 2018], [NGU 2016].

### 3.3. Thermal analysis

A thermomechanical analysis (TMA) follows the thermal strain measurement of TRC according to several temperature levels. This analysis deal with dilatometric evolution of TRC as a function of the temperature. Then a measurement of the thermal diffusivity of TRC completes the characterization of the studied material as a function of the temperature and shows effects of temperature on microstructure and global thermomechanical behaviour of the TRC composite.

## 4. Results and analysis

This section presents the thermomechanical and thermal behaviours of the studied TRCs exposed to different temperatures.

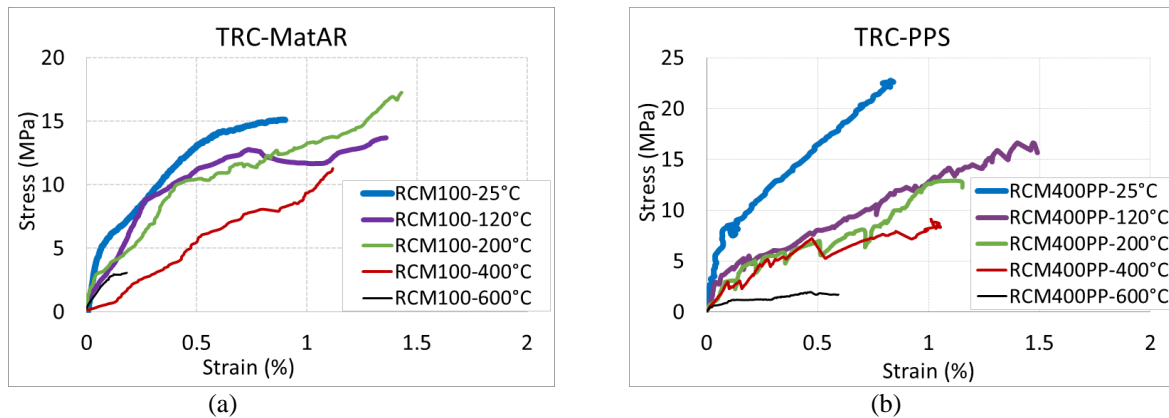
### 4.1. Thermomechanical behaviour of TRCs

Stress/strain relationships of TRC-MatAR and TRC-PPS composites were shown in Figure 1. These curves allow identifying characteristic parameters (ultimate stress, maximum thermomechanical strain, stiffness) of each TRC and compare their mechanical behavior at different temperatures. Figure 1 showed that the mechanical resistance of TRC-PPS is better than that of TRC-MatAR at 25°C. Cement-based matrix with polypropylene fibers increases load transfer and ultimate tensile axial stress of TRC. At 25°C, the ultimate tensile axial stress of TRC-PPS is about 26% higher than that of TRC-MatAR while the initial stiffness and the stiffness of the post cracked composite of these two TRCs are almost the same. Figure 2 shows the crack width evolution as a

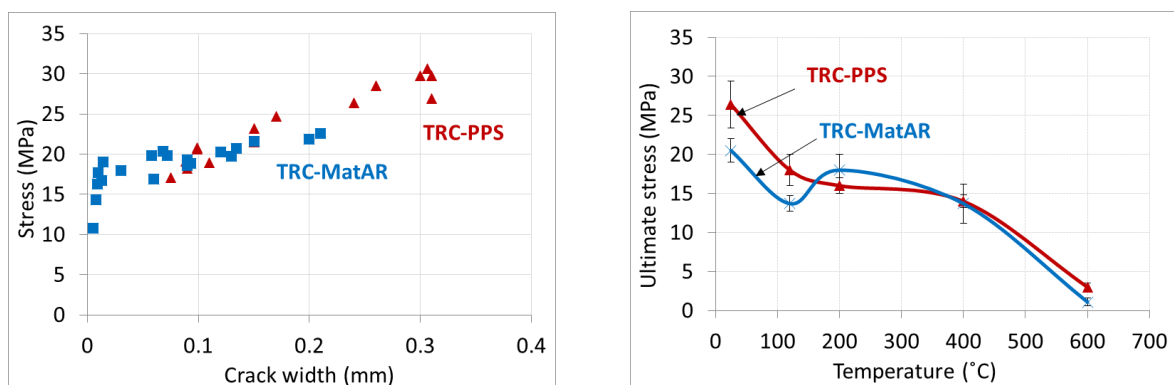
function of the axial stress for TRC-PPS and TRC-MatAR (tensile tests carried out at 25°C). This figure shows that for the same axial stress level (25MPa), the crack widths of these TRC are similar. The use of PPS matrix contributed to higher ultimate axial stress (30MPa) of TRC-PPS. This stress corresponds to a higher crack opening for TRC-PPS (Figure 2). The use of cement with AR chopped strand mat glass textile (Mat AR) promotes multiple cracking for TRC-MatAR. The tensile behavior of TRC was also determined at 120°C, 200°C, 400°C and 600°C. Figure 1 allows comparing the effect of the matrix filled with different materials (PPS or MatAR). When the temperature varies from 25°C to 120°C, the ultimate stress of TRC-PPS is higher than that of TRC-MatAR. At 120°C, ultimate stress levels of both TRC composites are close. The ultimate stress of the TRC-PPS decreases between 120°C and 600°C in a linear manner (Figure 3). While the ultimate stress of the TRC-MatAR significantly evolves between 120°C and 400°C. At the end the ultimate stresses of both TRCs are close when the temperature is around 600°C.

#### 4.2. Thermal behaviour of TRCs

Figure 4 shows the dilatometric evolution of TRC composites as function of the temperature that is obtained by the thermomechanical analysis (TMA). When TRC-PPS and TRC-MatAR are exposed to temperature that evolves from 25°C to 150°C, the thermal axial strain of the first one, TRC-PPS, undergoes a slight expansion about 0.05% while the second one, TRC-MatAR, expands about 0.2% (Figure 4). After 150 °C, the two TRCs undergo a significant contraction. This contraction is almost stabilized after 300°C for TRC-PPS and decreases for TRC-MatAR. Then with regard to thermal diffusivity for both TRCs (Figure 5), it is seen that the diffusivity of TRC-PPS decreases between 25°C and 300°C in a constant way before it almost stabilizes between 300°C and 600°C. While the diffusivity of TRC-MatAR, which is 5 times less than that of TRC-PPS at 25 °C, slightly varies with temperature and always remains less than 0.5 mm<sup>2</sup>/s.



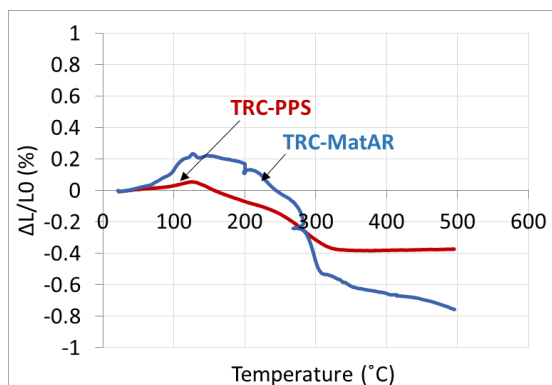
**Figure 1.** Stress-strain curves at different temperatures of TRC-MatAR (a) and TRC-PPS (b)



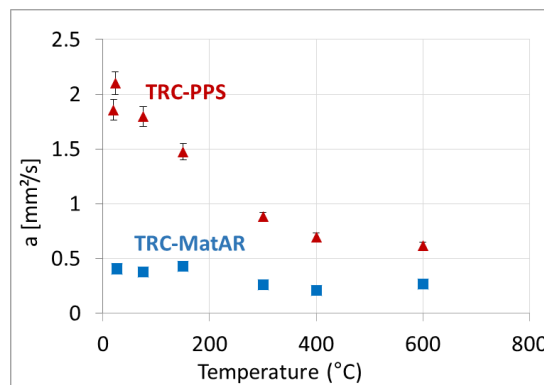
**Figure 2.** Stress-crack width

**Figure 3.** Ultimate stress-temperature





**Figure 4.** Dilatometric evolution of the studied TRC



**Figure 5.** Diffusivity evolution of the studied TRC

## 5. Conclusion

Results in this study show effects of temperature on microstructure and global thermomechanical behaviour of the TRC composites constituted from two different matrices. It seems that the cement-based matrix with PP improves the load transfer and then the resistance of the TRC up to 150°C compared to the TRC with aluminous cement charged with Mat AR. On the other hand, polypropylene fibers integrated in the aluminous matrix prove appropriate for controlling the crack opening during heating processes while Mat AR fibers create a greater thermal insulation at high temperature.

## Acknowledgments

This research was performed with the financial subvention of the European Regional Development Fund of the European Union and of the Rhône-Alpes-Auvergne region, France for the lot 5 “Characterization of composite materials” of the PRORETEX II research project (grant reference: FUI-AAP18-PRORETEX II-Techtera, FEDER 15.008780.01 UCBL). This project is the collaborative research project between four industrial partners (SULITEC - project leader; FOTIA; ER2I; CIMEO) and two academic partners (UCBL/LMC2; ENISE/LTDS). We also would like to thank the team of technicians (Mr. Emmanuel JANIN, Mr. Nobert COTTET) from the Civil Engineering Department at IUT Lyon 1 and LMC2, University Lyon 1 for their technical support.

## References

- [MIR 2002] MIRZA F.A., SOROUSHIAN P., « Effects of alkali-resistant glass fiber reinforcement on crack and temperature resistance of lightweight concrete », *Cement and Concrete Composites*, vol 24, n° 2, 2002, p. 223-227.
- [BUT 2014] BUTTNER T., ORLOWSKY J., RAUPACH M., « Fire resistance tests of textile reinforced concrete under static loading - results and future developments », *Proceedings of the Fifth International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC5)*, 2014.
- [NGU 2016] NGUYEN T. H., VU X. H., SI LARBI, A., FERRIER E., « Experimental study of the effect of simultaneous mechanical and high-temperature loadings on the behaviour of textile-reinforced concrete (TRC) », *Construction and Building Materials*, vol. 125, 2016, p. 253-270.
- [SER 2016] SERRANO R., COBO A., PRIETO M. I., GONZALEZ M., « Analysis of fire resistance of concrete with polypropylene or steel fibers », *Construction and Building Materials*, vol 122, 2016, p. 302-309.
- [DON 2017] DONNINI J., BASALO F.D.C., CORINALDESI V., LANCIONI G., NANNI A., « Fabric-reinforced cementitious matrix behavior at high-temperature: experimental and numerical results », *Composites Part B*, vol. 108, 2017, p.108-121.
- [TLA 2018] TLAIJI T., VU X.H., FERRIER E., SI LARBI A. « Thermomechanical behavior and residual properties of textile reinforced concrete (TRC) subjected to elevated and high temperature loading: Experimental and comparative study », *Composites Part B*, vol. 144C, 2018, p. 99-110.
- [VAR 2018] VARONA F.B., BAREZA F.J., BRU D., IVORRA S., « Influence of high temperature on the mechanical properties of hybrid fibre reinforced normal and high strength concrete », *Construction and Building Materials*, vol. 159, 2018, p.73-82.

---

# Nouvelle approche pour la formulation des BAP basée sur le concept de dimension fractale

Soumia Kheira SEBSADJI<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire de Recherche LMST, Dép. de Génie Civil, USTO-MB, BP 1505 El Mnaouer, Oran, Algérie

Email : sebsadji@gmail.com

---

**RÉSUMÉ.** La présente étude est basée sur le constat que les courbes de référence de formulation de béton présentent des distributions de taille des grains (DTG) fractales, i.e. ces distributions suivent une loi de puissance du type  $N(\phi_i) \propto \phi_i^{-DF}$ ,  $N(\phi_i)$  étant le nombre de grains de taille  $> \phi_i$  et l'exposant  $DF$  est une dimension non entière appelée dimension fractale. Donc on peut raisonnablement considérer la DTG du squelette solide du béton comme étant elle-même fractale, qu'on peut générer par le biais de la dimension  $DF$  ( $2,3 \leq DF \leq 2,7$ ). Les bétons autoplaçants (BAP) sont des bétons caractérisés par une mise en place sans vibration. Pour la formulation des BAP, plusieurs approches, pour la plupart empiriques, sont utilisées. En se basant sur le concept de la dimension fractale et sur la théorie d'optimisation de la pâte, dite de la pâte en excès, ce travail présentera une nouvelle approche analytique et rationnelle pour la formulation des bétons autoplaçants. L'intérêt de ce travail est une meilleure maîtrise mathématique de la formulation des BAP.

**ABSTRACT.** This paper is based upon the fractal nature of ideal Particle Size Distributions (PSD) suggested by numerous concrete mix designs, i.e. ideal PSD can be shown to be equivalent to power law distributions  $N(\phi_i) \propto \phi_i^{-DF}$ , where  $N(\phi_i)$  is the number of grains with size  $> \phi_i$  and the exponent  $DF$  is a non-whole number called fractal dimension. This fact allows us to analyze the solid skeleton of a concrete (i.e. all components of concrete mixture) as a fractal structure, allowing us to generate the PSD of a concrete skeleton by using the dimension  $DF$  ( $2,3 \leq DF \leq 2,7$ ). Self-compacting concrete (SCC) is a flowing concrete mixture that is able to consolidate under its own weight. Many mix design methods have been proposed for SCC. In this work, a rheology of paste model (excess paste theory) and fractal analysis concept, are applied to mix design a SCC. The interest of this research is to develop a simple mathematical model to formulate the SCC.

**MOTS-CLÉS :** dimension fractale, pâte en excès, Béton Auto-Plaçant BAP, formulation, distribution de taille des grains.

**KEY WORDS :** fractal dimension, excess paste, Self-Compacting Concrete SCC, mix design, particle size distribution

---

## 1. Introduction

Les bétons autoplçants (BAP) sont des bétons présentant une grande fluidité leur permettant une mise en place sans vibration ; doivent être homogènes avec une bonne résistance à la ségrégation. De ce fait la formulation des BAP fait appel à des adjuvants, une quantité de fines élevée, un faible volume de gravillons... [INF 05]. Pour la formulation des BAP plusieurs approches, pour la plupart empiriques, sont utilisées telles que la formulation par la méthode japonaise, par minimisation du volume de pâte, par optimisation du squelette granulaire... [TUR 03]. Cette étude présente une approche analytique pour la formulation des BAP, basée sur deux principes clés : (a) Les courbes optimales de formulation de béton (Fuller, Andreasen & Andersen...) présentent des distributions de taille des grains (DTG) fractales, i.e. elles suivent une loi de puissance du type  $N(\phi_i) \propto \phi_i^{-DF}$ ,  $N(\phi_i)$  étant le nombre de grains de taille  $> \phi_i$  et l'exposant  $DF$  est une dimension non entière appelée *dimension fractale* [LEC 92 ; CHO 06]. De ce fait, on peut considérer la DTG du squelette solide du béton comme étant elle-même fractale, puisqu'elle doit correspondre le plus possible à l'une des courbes optimales choisies. (b) L'optimisation de la pâte en utilisant la théorie dite de la *pâte en excès*, basée sur le principe que la maniabilité du béton dépend du volume de pâte en excès par rapport au volume de pâte requis pour remplir les vides entre les granulats compactés [TUR 03 ; KIS 12]. La formulation consiste à déterminer la quantité de pâte en excès optimale pour fluidifier le BAP et limiter les problèmes de blocage.

## 2. Courbe granulométrique et nombre de grains d'un mélange granulaire fractal

Un mélange granulaire de DTG fractale est celui présentant après transformation, une distribution en loi de puissance du type :  $N_c(>\phi_i) \propto \phi_i^{-DF}$ . Ce mélange sera constitué de grains de  $n$  classes monodimensionnelles, allant de  $\phi_1$  à  $\phi_n$  selon une progression géométrique de raison  $\lambda$ , tel que les grains de la classe  $i$  = ensemble de grains de nombre  $N_{\phi_i}$ , retenus entre deux tamis successifs d'ouvertures de maille  $\phi_i$  et  $\phi_{i+1}$ , comme le montrent les expressions suivantes :

$$\forall i \in [1, n] : \phi_i > \phi_{i+1} \text{ (tel que : } \phi_1 = D \text{ et } \phi_n = d \text{)}; \text{ et : } \phi_i / \phi_{i+1} = \lambda \Rightarrow \phi_i = D / \lambda^{i-1} \quad [1]$$

Donc si l'effectif cumulé des grains  $N_{C_{\phi_i}}(\phi_i) = \mathcal{C} \phi_i^{-DF}$ , les effectifs partiels des grains dans chaque taille  $N_{\phi_i}$  peuvent être exprimés comme suit ( $\mathcal{C}$  : constante) :

$$N_{C_{\phi_i}}(\phi_i) = \mathcal{C} \phi_i^{-DF} \Rightarrow N_{\phi_i} = \mathcal{C} \phi_i^{-DF}, \text{ si } i=1 \text{ et } N_{\phi_i} = \mathcal{C} (\phi_i^{-DF} - \phi_{i-1}^{-DF}), \forall i \in [2, n] \quad [2]$$

En partant de ces expressions, on peut développer une équation pour la courbe granulométrique d'un mélange granulaire fractal [SEB 13] comme suit :

$$R_{C_{\phi_i}}(\%) = 100 \left( D^{3-DF} - \phi_i^{3-DF} \right) / \left( D^{3-DF} - d^{3-DF} \right), \text{ si } DF < 3 \quad [3]$$

## 3. Théorie de la pâte en excès et application

Dans cette théorie, on détermine la quantité de pâte nécessaire pour atteindre un écoulement autoplçant. Selon cette théorie, le béton est considéré comme un matériau bi-phasique : un squelette granulaire ( $\phi_i > \phi_{fines}$ ) et une pâte composée de ciment et de tous les autres ingrédients ( $\phi_i \leq \phi_{fines}$ ) (voir figure 1 [KIS 12]).

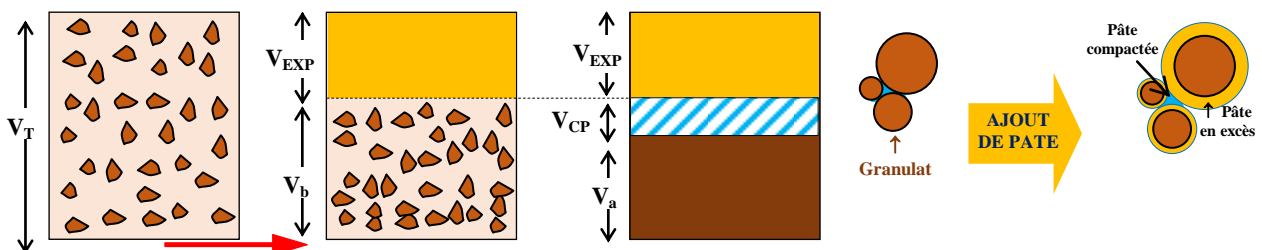


Figure 1. Théorie de la pâte en excès

$$V_T = V_{EXP} + V_b = V_{EXP} + V_{CP} + V_a = V_p + V_a; \text{ et : } V_p + V_G + V_{air} + V_{eau} = 1 \text{ m}^3 \text{ de béton} \quad [4]$$

Tel que :  $V_T$  : vol. total ;  $V_{EXP}$  : vol. de la pâte en excès ;  $V_b$  : vol. des granulats après compactage (à l'état sec) ;  $V_{CP}$  : vol. de la pâte compactée = vol. du vide ;  $V_a$  : vol. absolu des granulats ( $> \phi_{fines}$ ). D'un autre côté,  $V_G$  : vol. des granulats ;  $V_{eau}$  : eau retenue par les granulats ;  $V_{air}$  : air occlus entrant dans la composition de  $1 \text{ m}^3$  de béton.

L'épaisseur de la pâte en excès  $e_i$  n'est pas identique pour des tailles différentes de granulats, tel que :

$$(\phi_i + 2e_i)/\phi_i = \dots = (\phi_i + 2e_i)/\phi_i = \dots = (d + 2e_n)/d = k \quad [5]$$

$k$  est un facteur d'homothétie, déterminé expérimentalement en fonction du rapport  $G/S$  et de la nature des granulats (roulés ou concassés). Dans notre approche, on a considéré que le squelette solide du béton (y compris les fines et ciment) suit une distribution fractale ( $DF \approx 2,3-2,7$ ), ce qui nous permettra de considérer le squelette solide comme une série de classes granulaires mono-taille  $\phi_i$ . La démarche de calcul sera la suivante :

1) On a adopté des valeurs limites pour le facteur  $k$  issues de la littérature ( $k \approx 1,064-1,233$  [MEB 14 ; BAR 05]).

2) Des équations [1] et [5], on peut déduire l'épaisseur de la pâte en excès pour chaque classe granulaire :

$$\phi_i + 2e_i = k\phi_i \Rightarrow e_i = (k-1)\phi_i/2 \Rightarrow e_i = (k-1)D/2\lambda^i \quad [6]$$

3) Pour une masse unitaire des grains solides, on détermine le nombre de grains/classe granulaire à partir de [2] (pour une forme sphérique des granulats,  $\xi = \pi/6$ ,  $\rho$  : densité des granulats) :

$$N_{\phi_i} = (1/\xi\rho)(\lambda^{3-DF} - 1)\phi_i^{-DF} / (D^{3-DF} - d^{3-DF}) \quad [7]$$

4) On détermine  $v_{EXPi}$  : le volume de pâte en excès pour 1 grain de dimension  $\phi_i$ , à l'aide de l'expression suivante ( $v_{\phi_i}$  = volume d'un grain  $\phi_i$ .  $\bar{v}_{\phi_i}$  = volume 1 grain  $\phi_i$  + pâte épaisseur  $e_i$ ) :

$$v_{EXPi} = \bar{v}_{\phi_i} - v_{\phi_i} = k^3 v_{\phi_i} - v_{\phi_i} = v_{\phi_i} (k^3 - 1), \text{ tel que : } v_{\phi_i} = \xi \phi_i^3 \text{ et } \bar{v}_{\phi_i} = v_{\phi_i} + v_{EXPi} = k^3 v_{\phi_i} \quad [8]$$

5) On déduit  $V_{EXP}$  (pour la fraction  $> \phi_{fines}$ ), expression obtenue après développements :

$$V_{EXP} = \sum_{i=1}^f N_{\phi_i} v_{EXPi} = (1/\rho)(k^3 - 1)(D^{3-DF} - \phi_f^{3-DF}) / (D^{3-DF} - d^{3-DF}) \quad [9]$$

6) On déduit  $V_a$  à l'aide de l'expression suivante :

$$V_a = V_{>\phi_{fines}} = (D^{3-DF} - \phi_{fines}^{3-DF}) / (\rho(D^{3-DF} - d^{3-DF})); \text{ tel que : } V_{\leq\phi_{fines}} + V_{>\phi_{fines}} = V_{fines} + V_a \quad [10]$$

7) On peut calculer la porosité d'un mélange granulaire fractal  $Por = fct(DF \text{ et } d/D)$  [CHO 06] et on en déduit  $V_b$  et  $V_{CP}$  à l'aide des expressions suivantes :

$$V_b = V_a / (1 - Por) \quad [11]$$

$$V_{CP} = V_b - V_a = V_a Por / (1 - Por) \quad [12]$$

8) On calculera le rapport  $G/S$  (en masse) [SEB 13], rapport important à déterminer pour une bonne maniabilité et pour éviter le blocage. Pour un BAP le rapport  $G/S$  doit être proche de 1 :

$$G/S = (D^{3-DF} - \phi_{sable}^{3-DF}) / (\phi_{sable}^{3-DF} - \phi_{fines}^{3-DF}) \quad [13]$$

9) On exprime les différents volumes en % et on déduit la composition de 1 m<sup>3</sup> de béton en fixant le % de l'air occlus et de l'eau retenue par les granulats dans le béton, tel que ( $gr$  = la teneur du gravier dans le béton) :

$$V_P + V_G = 1 \text{ m}^3 \times (1 - \%_{\text{air occlus}} - \%_{\text{eau retenue}}); V_P = V_a + V_{CP}; V_G = V_a \text{ et } gr = V_G / (1 + S/G) \quad [14]$$

#### 4. Application

En utilisant les expressions données en [1]-[14], on obtient les résultats représentés sur les figures 1-4. Les données :  $k \approx 1,000-1,500$  ;  $DF \approx 2,0-3,0$  ; air occlus = 2%, eau retenue par les granulats = 2% du volume du béton ;  $D = 20$  à  $10$  mm,  $d = 1$   $\mu\text{m}$ ,  $\phi_{fines} = 80$   $\mu\text{m}$  (limite sable/fines),  $\phi_{sable} = 5$  mm (limite sable/gravier).

#### 5. Conclusion

Par le biais de la dimension fractale  $DF$  de la DTG du squelette solide du béton, la présente étude présente une nouvelle approche analytique et rationnelle pour la formulation des BAP basée sur l'optimisation du volume de pâte. Selon nos résultats, pour  $G/S \approx 1,0 \pm 0,3$  (recommandé pour les BAP) ;  $DF$  à considérer est fonction de  $D$ . Exemple, pour  $D = 16-20$  mm ;  $DF$  est comprise entre 2,3-2,7. Dans cet intervalle, le volume de pâte  $\approx 41-44\%$  du volume du béton, le volume du gravier 13-34% (plus sensible à la variation de  $DF$ ) et le volume total des granulats ( $> 80\mu\text{m}$ )  $\approx 51-55\%$  (pour  $k = 1,12$ ). Ces résultats semblent cohérents avec ceux issus de la littérature.

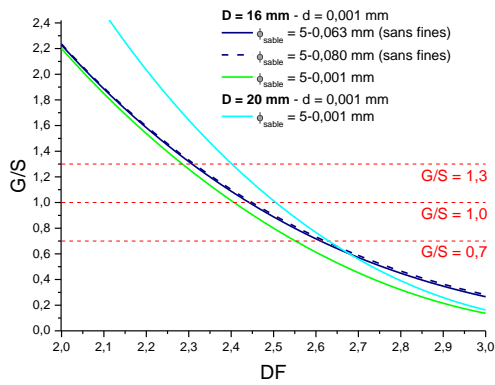


Figure 2. Variation du rapport  $G/S$  en fonction de  $DF$  et  $D$

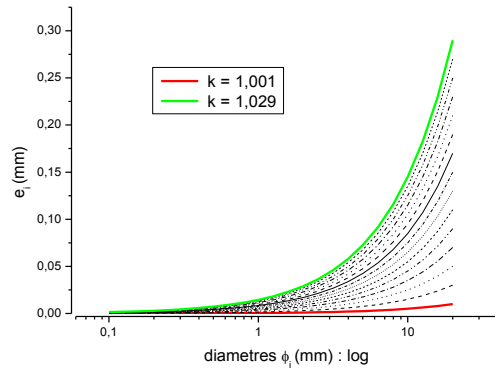


Figure 3. Variation de l'épaisseur de pâte en excès  $e_i$  en fonction de  $k$  et du diamètre des granulats

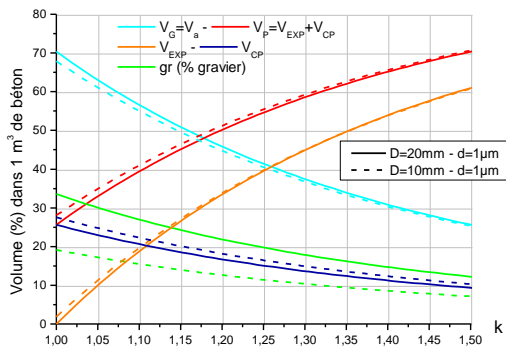


Figure 4. Variation des différents volumes composant  $1 \text{ m}^3$  de béton en fonction de  $k$  ( $DF = 2,6$ )

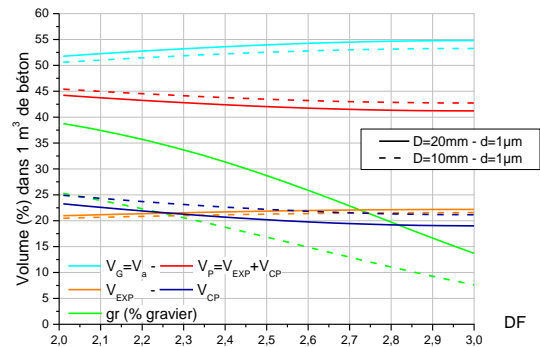


Figure 5. Variation des différents volumes composant  $1 \text{ m}^3$  de béton en fonction de  $DF$  ( $k = 1,12$ )

## 6. Bibliographie

- [BAR 15] EL BARRAK M., MOURET M., BASCOUL A., CLASTRES P., « Etude de l'interaction pâte-granulats à l'état frais en vue d'une méthodologie de formulation des BAP », *Colloque Méditerranéen sur les Matériaux*, 6-7 déc. 2005, Oran
- [BUC 15] BUCHER R., DIEDERICH P., MOURET M., ESCADEILLAS G., CYR M., « Self-compacting concrete using flash-metakaolin: design method », *Materials and Structures*, vol. 48, n° 6, 2015, p. 1717-1737.
- [CHO 06] CHOUICHA K., « La dimension fractale et l'étendue granulaire comme paramètres d'identification des mélanges granulaires », *Materials and Structures*, vol. 39, n° 7, 2006, p. 665-681.
- [INF 05] INFOCIMENT, « BAP et BHP : les nouvelles offres du matériau béton, extrait de T43. Bétons et génie civil », Paris, Editions Cimbéton, 2005
- [KIS 12] KISMI M., SAINT-ARROMAN J. C., MOUNANGA P., « Minimizing water dosage of superplasticized mortars and concretes for a given consistency », *Construction and Building Materials*, vol. 28, n° 1, 2012, p. 747-758.
- [LEC 92] LECOMTE A., THOMAS A., « Caractère fractal des mélanges granulaires pour bétons de haute compacité », *Materials and Structures*, vol. 25, n° 5, 1992, p. 255-264.
- [MEB 14] MEBROUKI A., BENDANI K., BOUHAMOU N., BELAS N., « Excess paste method to formulate a self-compacting concrete », *Journal of Building Materials and Structures*, vol. 1, n° 1, 2014, p. 23-29.
- [SEB 13] SEBSADJI S.K., Application du modèle fractal à l'étude des propriétés du béton, Thèse de doctorat, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran (USTO), 2013
- [TUR 03] TURCRY P., LOUKILI A., « Différentes approches pour la formulation des bétons autoploçants : Influence sur les caractéristiques rhéologiques et mécaniques », *Revue française de génie civil*, vol. 7, n° 4, 1992, p. 425-450.

---

# Optimisation de la teneur d'un ciment en SO<sub>3</sub>: Étude de l'effet du taux de sulfatage sur les propriétés physico-mécaniques d'une matrice cimentaire

Siline Mohammed<sup>1</sup>, Omary Safiullah<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> LMMS, Université de M'sila; Algérie. [silinemohammed@gmail.com](mailto:silinemohammed@gmail.com)

<sup>2</sup> ICube, UMR CNRS 7357, INSA de Strasbourg, France. [Safiullah.omary@insa-strasbourg.fr](mailto:Safiullah.omary@insa-strasbourg.fr)

---

*RÉSUMÉ. La littérature des matériaux cimentaires est riche des recherches qui entrent dans le cadre de l'amélioration des performances de ciment. Dans ces recherches, dont le but est de trouver la composition optimale d'un ciment à partir des matériaux : clinker, gypse et une addition (laitier, pouzzolane, fumée de silice, cendres volantes, etc.), la teneur en gypse est le plus souvent prise arbitrairement entre 3 et 5% en poids. Il est connu que le sulfate de calcium dihydraté CaSO<sub>4</sub>·2H<sub>2</sub>O joue le rôle d'un régulateur de prise. Cependant, cette teneur qui varie d'un auteur à l'autre, peut influencer sur d'autres propriétés telles que : la réponse mécanique, les variations dimensionnelles et le processus d'hydratation. Le but de ce travail est de chercher, à travers une campagne expérimentale et des formules théoriques, l'optimum de sulfatage pour un ciment Portland CEM I fabriqué en Algérie. Pour ce faire, la teneur des ciments en gypse a été prise variable entre 0 et 9% en poids et l'évolution des propriétés physico-mécaniques, à l'état frais et durci, des mortiers résultants a été suivie. Il a été expérimentalement démontré que la teneur optimale du ciment en gypse est 5,5% en poids.*

*ABSTRACT. The literature of cementitious materials is rich in researches that come within the subject of improved cement performances. In these researches, where the objective is to find the cement optimal composition from materials: clinker, gypsum and a such addition (slug, pozzolana, silica fume, fly ash, etc.), the gypsum rate is usually arbitrarily taken between 3 and 5% by weight. It is known that calcium sulfate dihydrate CaSO<sub>4</sub>·2H<sub>2</sub>O acts as a cement setting regulator. However, this rate, which varies from one author to another, can influence other properties such as: mechanical response, dimensional variations and hydration process. The aim of this work is to find, through an experimental protocol and theoretical formulas, the optimum sulphation of an algerian Portland cement CEM I. To do this, the content of cements from gypsum was taken variable between 0 and 9% by weight and the evolution of the physico-mechanical properties, of resulted mortars, in fresh and hardened state is followed. It has been experimentally demonstrated that the optimum cement content from gypsum is 5.5% by weight.*

*MOTS-CLÉS : Ciment, Teneur en gypse, SO<sub>3</sub>, Optimum, Hydratation.*

*KEY WORDS: Cement, Gypsum content, SO<sub>3</sub>, Optimum, Hydration.*

---

## 1. Introduction

Le ciment Portland s'obtient d'un mélange de clinker et de gypse. Pour réduire son coût et ses émissions de CO<sub>2</sub>, on remplace une partie de clinker par un autre matériau, c'est le cas d'un CEM II. Cette substitution peut présenter d'autres avantages liés aux propriétés mécaniques des ciments envisagés et à la durabilité des mortiers et bétons résultants, ce qui a suscité l'intérêt de beaucoup de chercheurs à travers le monde surtout pour les matériaux actifs tels que : le Métakaolin [RAM 12], la fumée de silice [KAD 11], les cendres volantes [AGH 14] et les argiles calcinées [SIL 16]. Les auteurs de ces recherches utilisent deux procédés pour l'incorporation de leurs ajouts : remplacement partiel du clinker [SIL 16] ou remplacement partiel du ciment [KAD 11]. Bien que la première méthode soit la plus représentative de la fabrication d'un ciment, le rapport clinker/gypse, dans la deuxième méthode, s'avère indéterminé. Le gypse, sulfate de calcium dihydraté (CaSO<sub>4</sub>.2H<sub>2</sub>O), est utilisé dans le ciment principalement comme régulateur de prise. Dans un ciment, le C<sub>3</sub>A est l'élément le plus réactif avec l'eau, s'il n'y avait pas de gypse pour ralentir son hydratation, la réaction serait brutale et il se produirait une fausse prise avec formation d'aluminates de calcium hydratés (C<sub>4</sub>AH<sub>13</sub>, C<sub>4</sub>AH<sub>19</sub>, C<sub>2</sub>AH<sub>8</sub> et C<sub>3</sub>AH<sub>6</sub>) qui ont un effet négatif sur la résistance du ciment. C'est la formation de ces hydrates, qui se précipitent sur les silicates de calcium C<sub>3</sub>S et C<sub>2</sub>S et les empêchent de s'hydrater, qui cause la prise rapide du ciment (raidissement vers 15 mn) [SOR 86]. En présence du gypse, le C<sub>3</sub>A réagit avec le gypse pour former l'ettringite (C<sub>6</sub>A $\bar{3}$ H<sub>32</sub>), qui est à l'origine du début du raidissement de la pâte. A l'épuisement de la source de sulfate de calcium, le C<sub>3</sub>A résiduel réagit avec l'ettringite formée pour produire du monosulfoaluminate de calcium (C<sub>4</sub>A $\bar{S}$ H<sub>12</sub>).

Selon Gunay [GUN 12], l'optimum de sulfatage repose sur deux hypothèses : microstructurale et cinétique. L'hypothèse microstructurale prévoit que cet optimum se traduit par la formation d'une quantité d'ettringite qui correspond exactement à l'espace poreux laissé par les C-S-H. Le moins d'ettringite provoque plus de porosité ce qui diminue la résistance. Quant à l'hypothèse cinétique, elle suggère que cet optimum s'obtient lorsqu'il y a une simultanéité entre le pic d'accélération d'hydratation des silicates et le pic de dissolution des aluminates (C<sub>3</sub>A et C<sub>4</sub>AF) et précipitation des Afm, ce qui améliore les résistances mécaniques du fait de l'augmentation du degré d'hydratation. Un surplus de sulfate provoque un déphasage entre ces 2 pics et donc une quantité des hydrates inférieure et des résistances plus basses. Pour une quantité plus faible de SO<sub>3</sub> la fin de consommation du gypse devance le pic d'accélération d'hydratation, d'où la pâte durcit rapidement. Une lecture rapide de quelques travaux de recherche, récemment publiés, montre que les auteurs de ces recherches ont choisi d'incorporer le gypse dans leurs matrices cimentaires à 3% et 5% de la masse totale du ciment. Il est connu que l'élément essentiel du gypse est le SO<sub>3</sub>, la norme NF 197-1, liée à la fabrication des ciments, limite la teneur totale d'un ciment en SO<sub>3</sub> (en provenance du gypse, du clinker et de l'ajout) à 3,5%. Théoriquement, Lerch a proposé une formule simplifiée qui permet de calculer le pourcentage optimal d'incorporation du gypse dans le ciment [KUR 14]. Cet optimum est fonction de la teneur du ciment en C<sub>3</sub>A, mais aussi de sa teneur en alcalis, qui présentent aussi une cause de la fausse prise. Cependant, l'expérience a montré que d'autres paramètres peuvent intervenir dans la détermination de cet optimum de sulfatage, tels que: la finesse du ciment et sa teneur totale en SO<sub>3</sub>. L'objectif de cet article est de chercher expérimentalement la teneur optimale d'un ciment Portland CEM I en gypse. Cette optimisation a été conduite à travers le suivi des performances des ciments anhydres (composition chimique, masse volumique et SSB), pâtes de ciment (consistance normale et temps de prise) et mortiers normalisés (résistance à la compression, chaleur d'hydratation, retrait et gonflement), tout en variant la teneur des ciments en gypse entre 0 et 9% en masse.

$$\% \text{ Opt SO}_3 = 1,23 + 0,093 * \text{Al}_2\text{O}_3 + 1,71 * \text{Na}_2\text{O}_3 + 0,94 * \text{K}_2\text{O} \quad [\text{KUR 14}] \quad (1)$$

## 2. Matériaux et Méthodes expérimentales

Le clinker et le gypse utilisés dans le cadre de cette étude proviennent de la cimenterie de Lafarge M'sila en Algérie, leurs compositions chimiques et caractéristiques physiques sont données dans le tableau 1. Après leur broyage séparé, ces matériaux ont été utilisés pour la formulation de 10 variantes de ciment contenant : 0 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 5,5 ; 6 ; 7 ; 8 ; et 9% (en masse) de gypse.

A l'état anhydre, les ciments ont subi des analyses chimiques ainsi que des tests de masse volumique et de SSB selon les normes NF P15-467, NF 94-054 et NF 196-6 respectivement. Les ciments ont été utilisés pour la confection des pâtes où les consistances normales et les temps de prise ont été évalués conformément à la norme NF 196-3. Quant aux mortiers, ils ont été confectionnés selon la norme NF 196-1 sur la base des variantes de ciment et d'un sable normalisé. Les essais de chaleur d'hydratation, de résistance mécanique à la compression et de variations dimensionnelles ont été conduits suivant les normes NF 196-9, NF 196-1 et NF P15-433 respectivement.



**Tableau 1.** Compositions chimiques (en % massique) et caractéristiques physiques du clinker et du gypse.

	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	PAF	SSB (cm <sup>2</sup> /g)	ρ (g/cm <sup>3</sup> )
Clinker	21,5	4,89	3,97	65,92	1,59	0,73	0,69	0,10	0,3	3270	3,17
Gypse	3,37	0,82	0,32	32,19	4,20	37,52	0,15	0	26,86	4680	2,52

### 3. Résultats et discussion

A partir du tableau 2, on constate que seuls les ciments contenant 8 et 9% du gypse ne sont pas conformes à NF 197-1 du fait que leurs teneurs en  $SO_3$  sont supérieures à 3,5%. D'autre part, la teneur en gypse a fait augmenter la finesse des ciments, contrairement aux masses volumiques qui ont été en diminution avec l'augmentation du % du gypse ce qui est dû à la différence de masse volumique entre le clinker et le gypse.

**Tableau 2.** Compositions chimiques (en % massique) et caractéristiques physiques des variantes de ciments.

% du gypse	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	PAF	SSB (cm <sup>2</sup> /g)	ρ (g/cm <sup>3</sup> )
0	21,5	4,89	3,97	65,92	1,59	0,73	0,69	0,1	0,3	3270 <sup>±20</sup>	3,17 <sup>±0,01</sup>
2	19,86	4,96	3,41	63,97	1,53	1,53	0,57	0,1	0,8	3345 <sup>±60</sup>	3,15 <sup>±0,02</sup>
3	20,06	4,63	3,28	63,94	1,54	2,04	0,58	0,11	0,85	3368 <sup>±70</sup>	3,14 <sup>±0,01</sup>
4	19,96	4,76	2,96	61,37	1,54	2,52	0,59	0,11	1,12	3290 <sup>±30</sup>	3,12 <sup>±0,01</sup>
5	19,95	4,72	2,98	61,86	1,55	2,78	0,6	0,12	1,44	3409 <sup>±30</sup>	3,08 <sup>±0,03</sup>
5,5	19,86	4,71	3,13	59,42	1,56	3,02	0,61	0,12	1,42	3430 <sup>±40</sup>	3,05 <sup>±0,02</sup>
6	19,46	4,73	3,18	60,47	1,57	3,22	0,61	0,11	1,74	3555 <sup>±60</sup>	2,98 <sup>±0,01</sup>
7	19,19	4,79	3,27	59	1,58	3,48	0,62	0,12	2,1	3480 <sup>±20</sup>	2,95 <sup>±0,01</sup>
8	19,31	4,74	3,25	58,7	1,61	3,78	0,63	0,11	2,39	3500 <sup>±20</sup>	2,97 <sup>±0,01</sup>
9	19,03	4,54	3,07	58,75	1,6	4,03	0,64	0,11	2,4	3520 <sup>±90</sup>	2,90 <sup>±0,02</sup>

**Tableau 3.** Caractéristiques physico-mécaniques des pâtes et des mortiers étudiés.

Teneur en gypse	E/C (%)	Temps de prise (mn)		$f_{c28}$ (MPa)	Chaleur d'hydratation à 41h (J/g)	Retrait à 28j (μm/m)	Gonflement à 28j (μm/m)
		Début	Fin				
0	24,4	30	75	33,4 <sup>±2,6</sup>	315	610,68 <sup>±45,8</sup>	91,6 <sup>±13,4</sup>
2	24,6	65	175	36,2 <sup>±1,9</sup>	274	594,35 <sup>±41,4</sup>	92,83 <sup>±10,7</sup>
3	24,9	75	225	44,6 <sup>±2,1</sup>	257	581,02 <sup>±61,2</sup>	95,05 <sup>±12,6</sup>
4	25,2	110	335	50,8 <sup>±2,9</sup>	243	584,69 <sup>±40,2</sup>	96,28 <sup>±11,6</sup>
5	25,2	145	380	51,4 <sup>±1,9</sup>	239	578,36 <sup>±39,6</sup>	100,5 <sup>±14,6</sup>
5,5	26,0	180	440	53,8 <sup>±2,1</sup>	235	565,03 <sup>±42,2</sup>	102,73 <sup>±12,1</sup>
6	26,3	175	445	50,1 <sup>±1,8</sup>	241	555,70 <sup>±52,4</sup>	108,95 <sup>±10,3</sup>
7	26,5	185	440	47,4 <sup>±2,2</sup>	281	577,37 <sup>±73,4</sup>	128,17 <sup>±14,5</sup>
8	26,8	170	430	45,4 <sup>±2,6</sup>	320	641,04 <sup>±40,6</sup>	161,4 <sup>±17,1</sup>
9	27,3	180	445	38,2 <sup>±3,2</sup>	367	702,11 <sup>±61,8</sup>	203,4 <sup>±13,6</sup>

Selon les résultats du tableau 3, la demande en eau des ciments augmente avec la teneur en gypse, ce qui est probablement dû à l'augmentation de leurs finesses et aux réactions chimiques d'hydratation dues à la présence du gypse. L'effet retardateur du gypse sur la prise des ciments est bien évident pour des teneurs entre 2 et 5,5%, à partir de 6%, le teneur en gypse ne présente aucun effet sur la prise des ciments. Les mêmes tendances ont été remarquées en termes de résistance à la compression à 28 jours, où la variante contenant 5,5% de gypse a enregistré la meilleure résistance (+61,08% par rapport au témoin). Il est bien connu que le manque du gypse affecte l'hydratation des C<sub>2</sub>S et C<sub>3</sub>S [MEN 80], ce qui a conduit à des faibles résistances pour les variantes contenant 0, 2 et 3% de gypse. Alors que son excès n'a que l'effet de remplissage, d'où une chute de résistance avec le surplus du gypse (cas des ciments avec 8 et 9% de gypse). L'effet de la teneur en gypse sur la l'évolution de la réponse mécanique peut s'expliquer par une meilleure hydratation et production des hydrates notamment les C-S-H conduisant à une matrice plus dense et plus résistante [SOR 86]. La chute de résistance au delà de 5,5% de gypse dans le ciment, montre qu'il y a une teneur optimale conduisant aux meilleures hydratation et résistance mécanique. Comme l'hydratation du C<sub>3</sub>A génère plus de chaleur que celles des C<sub>2</sub>S et C<sub>3</sub>S, les ciments contenant peu de gypse (315 j/g pour 0% de gypse), ont libéré plus de chaleur d'hydratation par rapport au ciment avec la teneur optimale de 5,5% (226 j/g). Les résultats obtenus pour les variantes contenant des fortes teneurs en gypse peuvent être attribués à la formation de Brucite et de Portlandite à partir du gypse résiduel et non exploité lors de l'hydratation du ciment. Quand aux variations dimensionnelles elles ont été également affectées par la teneur des ciments en gypse, la variante contenant 5,5% de gypse semble être la moins affectée. L'analyse de tous ces résultats montre que la teneur de 5,5% est la plus avantageuse. Elle n'a abouti qu'à 2,61% de SO<sub>3</sub> dans le ciment, ce qui est compatible avec la valeur théorique obtenue par la formule de Lerch (formule 1) (2,51%) et conforme à la norme NF 197-1 (< 3,5%).

#### 4. Conclusion

Les résultats obtenus à l'occasion de ce travail nous permettent de conclure que :

- La teneur en gypse a une influence remarquable sur les propriétés physico-mécaniques des ciments.
- Le surplus du gypse affecte principalement la demande en eau, la chaleur d'hydratation et le retrait.
- Le manque en gypse influe principalement sur la prise, la résistance mécanique et le gonflement.
- L'optimum de sulfatage pour ce ciment est 5,5% [SIL 18].

#### 5. Bibliographie

- [AGH 14] AGHABAGLOU A.M., SEZER G.I., RAMYAR K., «Comparison of fly ash, silica fume and metakaolin from mechanical properties and durability performance of mortar mixtures view point», *Construction and Building Materials*, vol. 70, 2014, p. 17-25.
- [GUN 12] GUNAY S. A. Influence de la cinétique d'hydratation des phases aluminates en présence de sulfate de calcium sur celle des phases silicates, conséquences sur l'optimum de sulfatage des ciments. Thèse de Doctorat, Université de Bourgogne, 2012.
- [KAD 11] KADRI E., KENAI S., EZZIANE K., SIDDIQUE R., DE SCHUTTER G., «Influence of metakaolin and silica fume on the heat of hydration and compressive strength development of mortar», *Applied clay science*, vol. 53, 2011, p. 704-708.
- [KUR 14] KURDOWSKI W., *Chapter 4 : Cement Hydration. Cement and Concrete Chemistry*, 2014, p. 205-277, DOI: 10.1007/978-94-007-7945-7.
- [MEN 80] MÉNÉTRIER D., JAWED I., SKALNY J., «Effect of gypsum on C<sub>3</sub>S hydration», *Cement and Concrete Research*, vol. 10, 1980, p. 697-701.
- [RAM 12] RAMEZANIANPOUR A. A., BAHRAMIJOVEIN H., «Influence of metakaolin as supplementary cementing material on strength and durability of concretes», *Construction and Building Materials*, vol 30, 2012, p. 470-479.
- [SIL 16] SILINE M., GHORBEL E., BIBI M., «Valorization of pozzolanicity of Algerian clay: Optimization of the heat treatment and mechanical characteristics of the involved cement mortars», *Applied Clay Science*, vol. 132-133, 2016, p. 712-721.
- [SIL 18] SILINE M., OMARY S., « Optimization of the SO<sub>3</sub> content of an Algerian Portland cement: Study on the effect of various amounts of gypsum on cement properties», *Construction and Building Materials*, vol. 164, 2018, p. 362-370.
- [SOR 86] SOROKA I., ABAYNEH M., «Effect of gypsum on properties and internal structure of PC paste», *Cement and Construction Research*, vol. 16, 1986, p. 495-504.

---

# Propagation d'Ondes Ultrasonores dans les Matériaux Orthotropes et Hygro-sensibles : vers une fiabilisation du CND-Bois

X. ZHANG<sup>1</sup>, F. LAMY<sup>1</sup>, M. TAKARLI<sup>1</sup>, N. ANGELLIER<sup>1</sup>, N. SAUVAT<sup>1</sup>, M. Z. SBARTAI<sup>2</sup>, F. COURREGES<sup>3</sup>, F. DUBOIS<sup>1</sup>

<sup>1</sup> **GC2D** Laboratoire de Génie Civil, Diagnostic - Université de Limoges, 17 Boulevard Jacques Derche, 19300 Egletons - France. xi.zhang@unilim.fr, frederic.lamy@unilim.fr, mokhfi.takarli@unilim.fr, nicolas.angellier@unilim.fr, nicolas.sauvat@unilim.fr, frederic.dubois@unilim.fr,

<sup>2</sup> **I2M** Institut de mécanique et d'ingénierie - Université de Bordeaux, 351 cours de la libération, 33405 Talence - France, zoubir-mehdi.sbartai@u-bordeaux.fr

<sup>3</sup> **XLIM-RESYST** Réseaux et Systèmes de Télécommunications - Université de Limoges, 123 Avenue Albert Thomas, 87060 Limoges - France, fabien.courreges@unilim.fr

---

## RÉSUMÉ.

*La méthode ultrasonore est une méthode non destructive couramment utilisée pour le classement des bois, l'auscultation et la surveillance des structures, et qui est affectée par divers paramètres tels que l'humidité, ou l'angle du fil. Ce travail présente quelques analyses dans le but d'étudier la sensibilité de la propagation et de la polarisation des ondes ultrasonores en fonction de l'angle du fil dans le bois. Des résultats expérimentaux de laboratoire sont utilisés pour vérifier les développements analytiques.*

*Les résultats de cette étude permettent de mettre en exergue l'influence de l'angle des fibres sur la vitesse de propagation des ondes ultrasonores. De plus, il a été montré que les ondes de compression sont sensiblement plus affectées par la rotation de la direction de propagation, que les ondes de cisaillement.*

## ABSTRACT

*Ultrasonic method is a type of nondestructive testing commonly used to realize auscultation and the monitoring of timber structural elements, which is affected by various material parameters such as moisture content or grain orientation. This paper deals with some analysis to study the sensitivity of the propagation and the polarization of ultrasonic waves to fibers angle in wood material, and some laboratory measurements are used in order to validate the analytical models.*

*The results of this study allowed us to highlight the influence of the fiber angle on the propagation velocity of ultrasonic waves. Moreover, it appears that the compression waves are substantially more affected by the rotation of the direction of propagation than the shear waves.*

**MOTS-CLÉS :** *Ultrason, bois, orthotropie, CND - Contrôle Non Destructif.*

**KEY WORDS:** *Ultrasonic wave, Fibers angle, NDT- Non-Destructive Testing, Velocity.*

---

## 1. Introduction

Cet article s'inscrit dans le cadre des travaux du projet SOuBois « Surveillance et Auscultation des **Ouvrages en Bois** par Identification des Champs Hydrique et Mécanique », financé par la Région Nouvelle-Aquitain. L'objectif de ce projet collaboratif, réunissant trois laboratoires de recherche de la Nouvelle Aquitaine (GC2D-Egletons, XLIM-Brive et I2M-Bordeaux), est de proposer une méthodologie de couplage de techniques de contrôle non destructif (CND) pour fiabiliser l'*auscultation* et la *surveillance* des **éléments structuraux en bois** comme, par exemple, les ouvrages d'art qui demandent des méthodes d'inspection spécifiques mais également des stratégies de surveillance. Dans le domaine du classement des bois de structure, il est aujourd'hui montré l'importance de développer des méthodologies multiphysiques croisées afin d'approcher au mieux les caractéristiques mécaniques. Dans notre cas, la problématique est du même ordre avec, en plus, l'impact du vieillissement du bois par effet hydrique et/ou mécanique. Deux enjeux importants sont visés dans ce projet.

Le premier concerne la surveillance des éléments structuraux en bois par une identification en continu des champs hydriques (ex. méthodes électriques, électromagnétiques et ultrasonores) et de l'état de fissuration (ex. méthodes acoustiques) afin d'anticiper durant la vie de l'ouvrage une maintenance préventive beaucoup plus économique que la maintenance curative. Le but de cette partie du projet est de mettre en place des outils non destructifs de suivi de l'endommagement et de l'humidité dans un élément de structure en bois. Nous partirons d'un élément de faibles dimensions (échelle matériau) pour développer et mettre au point les techniques puis valider ces dernières sur des éléments de grandes dimensions (échelle d'un élément de structure). Trois objectifs sont visés : (1) optimiser la localisation des fissures et le suivi de leur évolution, (2) développer une approche d'identification permettant de séparer le domaine des fissures sous critiques du domaine des fissures instables pour la mise en place d'alarmes de surveillance des structures en service, (3) développer une méthodologie d'instrumentation et qualifier de nouveaux capteurs « embarqués » pour le suivi en continu des structures en bois.

Le deuxième concerne les inspections détaillées par le développement d'outils d'auscultation (tomographies 2D et 3D, radar, ultrasons et résistivité électrique) permettant une cartographie spatiale des propriétés physiques et mécaniques tout en localisant et en caractérisant les défauts. Cette cartographie permet d'obtenir un diagnostic assez fin de l'état de l'ouvrage et de proposer, si le besoin en est ressenti, des solutions de réparation adaptées au processus de dégradation identifiés.

Parmi les méthodes non destructives proposées, nous citerons celles basées sur la propagation des ondes élastiques comme les méthodes passives (émission acoustique) et méthodes actives (impulsions ultrasonores). La propagation de ces ondes dans le matériau bois est un phénomène complexe qui dépend de plusieurs facteurs comme l'orthotropie, l'hétérogénéité naturelle, la présence de défauts, le champ hydrique et la nature de l'excitation et des ondes (compression, cisaillement et surface) se propageant dans le milieu. Ce travail préliminaire vise donc à confronter deux approches (théorique et expérimentale) traitant de l'effet de l'angle des fibres sur la vitesse de propagation des ondes élastiques dans le Douglas, essence très employée dans les ouvrages mais présentant une texture forte.

## 2. Approches théorique et expérimentale :

### 2.1. Propagation et polarisation d'ondes ultrasonores dans un corps élastique orthotrope

L'étude de la vitesse de propagation des ondes élastiques (compression « P » et cisaillement « S ») permet la détermination des modules élastiques d'un matériau [CUX 91] [ESP 18]. Après avoir déterminé la structure, c-à-d la classe de symétrie du matériau considéré, le calcul des vitesses de phase pour une onde monochromatique quasi-plane peut se faire en considérant : la loi de Hooke, l'équation de l'équilibre dynamique en l'absence de forces de volume, l'équation de Christoffel et une solution monochromatique. Dans le cas du matériau bois, considéré comme structure orthotrope, les vitesses de propagation dans le plan (LR, avec  $\theta = 90^\circ$ , Figure.1) sont données par les équations suivantes :

$$V_{\phi,SH}(\varphi) = \sqrt{\frac{\Gamma_{33}}{\rho}}; \text{ onde de cisaillement à polarisation horizontale} \quad [1]$$

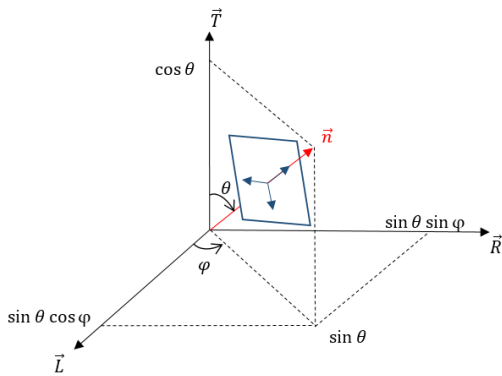
$$V_{\phi,P}(\varphi) = \sqrt{\frac{(\Gamma_{11} + \Gamma_{22}) + \sqrt{(\Gamma_{11} - \Gamma_{22})^2 + 4\Gamma_{12}^2}}{2\rho}}; \text{ onde de compression} \quad [2]$$

$$V_{\phi,SV}(\varphi) = \sqrt{\frac{(\Gamma_{11} + \Gamma_{22}) - \sqrt{(\Gamma_{11} - \Gamma_{22})^2 + 4\Gamma_{12}^2}}{2\rho}}; \text{ onde de cisaillement à polarisation verticale} \quad [3]$$

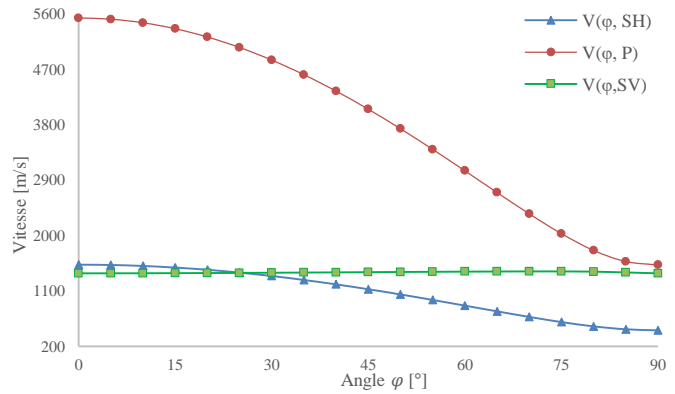
Dans un système orthorhombique [repère (O, L, R, T), [Figure.1](#)], le tenseur de Christoffel et les composantes de la matrice de raideur s'écrivent :

$$[\Gamma_{ij}] = \begin{bmatrix} C_{11} \cos^2 \varphi + C_{66} \sin^2 \varphi & (C_{12} + C_{66}) \sin \varphi \cos \varphi & 0 \\ (C_{12} + C_{66}) \sin \varphi \cos \varphi & C_{66} \cos^2 \varphi + C_{22} \sin^2 \varphi & 0 \\ 0 & 0 & C_{55} \cos^2 \varphi + C_{44} \sin^2 \varphi \end{bmatrix} \quad [4]$$

Les données mécaniques utilisées pour le calcul des vitesses sont celles du Douglas ([Tab.1](#), [\[KRE 99\]](#) [\[ESP 18\]](#)). La masse volumique apparente( $\rho$ ), à 12% d'humidité interne, est égale à 448 kg/m<sup>3</sup>. Les résultats obtenus sont présentés en [Figure 2](#).



**Figure 1.** Définition des axes structuraux, des angles utilisés, de la direction de propagation et des directions de polarisation



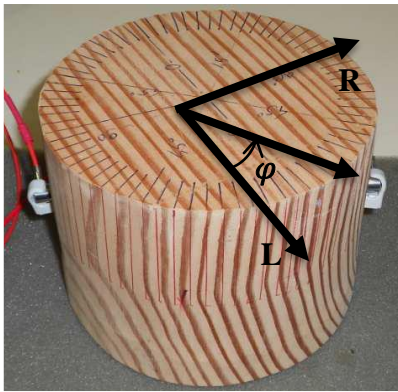
**Figure 2.** Variation des vitesses théorique selon l'angle entre la direction de propagation et la ligne des fibres sur le plan (LR)

**Tableau 1.** Propriétés élastiques du Douglas [\[KRE 99\]](#) [\[ESP 18\]](#)

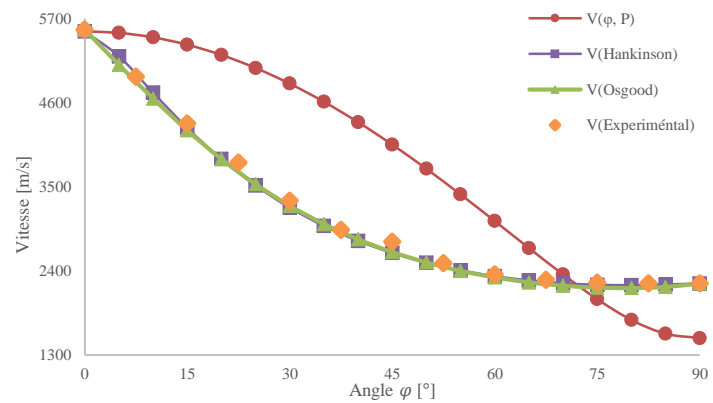
Module statique (GPa)	E(L)	E(R)	E(T)	G(RT)	G(LT)	G(LR)
	13,40	0,91	0,67	0,09	1,05	0,86
Coefficients de poisson	$\nu(TL)$	$\nu(LT)$	$\nu(RT)$	$\nu(TR)$	$\nu(RL)$	$\nu(LR)$
	0,022	0,449	0,390	0,287	0,020	0,292

## 2.2. Détermination expérimentale de $V_{\phi,P}(\varphi)$ dans le plan (LR)

Le dispositif expérimental utilisé pour la mesure des vitesses est composé : (i) d'une carte d'acquisition d'émission acoustique (PCI-2 : 18bits, 2 voies, fréquence d'échantillonnage 40MS/sec), de deux capteurs de type NANO30 ([Figure.3](#)), dont la bande passante est comprise entre 125 et 750 kHz, caractérisée par un pic de résonance à 300 kHz et de deux préamplificateurs avec un gain de 40dB. La génération de l'impulsion ultrasonore est réalisée à l'aide de la fonction AST (Auto Sensor Test). Les résultats obtenus en [Figure. 4](#) montrent des vitesses d'ondes de compression variant de 2200 à 5500 (m/s). Ces valeurs sont en adéquations avec celles que l'on peut retrouver dans la littérature [\[BEA 02\]](#) [\[BUC 06\]](#).



**Figure 3.** Epreuve de Douglas pour la mesure des vitesses dans le plan (LR)



**Figure 4.** Comparaison des vitesses : mesures expérimentales [LAM 16], modèle orthotrope, Hankinson et Osgood [KAB 01].

### 3. Conclusions et perspectives :

A l'échelle des éléments structuraux, et compte tenu de la forme relativement cylindrique des cernes de croissance, on représente le bois comme un matériau orthotrope cylindrique. Cependant pour l'étude d'éprouvettes de petites dimensions, et ce, devant la distance au cœur, il est souvent employé une orthotropie accompagnée d'un plan RT isotrope transverse. Cette modélisation, appliquée sur le plan (LR), nous a permis de mettre en exergue l'influence de l'angle des fibres sur la vitesse de propagation des ondes ultrasonores. Ainsi, il en ressort que les ondes de compression sont sensiblement affectées par la rotation de la direction de propagation alors que les ondes de cisaillement le sont moins.

Les mesures expérimentales ont porté uniquement sur les ondes de compression et les résultats obtenus montrent également une grande sensibilité de la vitesse vis-à-vis l'angle des fibres. Cependant, nous constatons que le choix d'une structure orthorhombique pour la modélisation du Douglas ne permet pas de reproduire fidèlement l'allure de la courbe expérimentale. Des formules empiriques très satisfaisantes et très anciennes ont été proposées comme alternative pour traduire cette l'évolution de  $V_{\varphi,P}$  fonction de l'angle  $\varphi$  (Hankinson et Osgood) [KAB 01]. Des travaux sont en cours pour comprendre la différence observée entre les approches expérimentale et théorique. De plus, une généralisation du développement au cas 3D et aux ondes de cisaillement est en cours de réalisation.

### 4. Bibliographie

- [BEA 02] BEALL, F.C. 2002. *Overview of the use of ultrasonic technologies in research on wood properties*. Wood Science and Technology 36, 3, 197–212.
- [BUC 06] Bucur, V. *Acoustics of wood*. Springer edition, 2006.
- [CUX 91] CUXAC, P. 1991. *Propagation et atténuation des ondes ultrasoniques dans des roches fissurées et anisotropes*. Vandoeuvre-les-Nancy, INPL.
- [ESP 18] ESPINOSA, L., BRANCHERIAU, L., PRIETO, F., AND LASAYGUES, P. 2018. *Sensitivity of Ultrasonic Wave Velocity Estimation Using the Christoffel Equation for Wood Non-Destructive Characterization*. BioResources 13(1), 918-928.
- [KAB 01] KABIR, M.F. 2001. *Prediction of ultrasonic properties from grain angle*. Journal of institute of wood science, 15(5).
- [KRE 99] KRETSCHMANN, D.E. 1999. *Mechanical Properties of Wood*. Research General Engineer.
- [LAM 16] LAMY, F. 2016. *Analyse du Processus de Fissuration dans le Bois sous Sollicitations Mécanique et Climatique : Apports de l'Emission Acoustique*. Thèse de doctorat, Université de Limoge.

---

# Properties of extruded clay bricks reinforced by date palm fibers following the same industrial production steps.

M.L Bakhaled<sup>1</sup>, M.Bentchikou<sup>1</sup>, M.Y Ferroukhi<sup>2</sup>, R.Belarbi<sup>3</sup>

<sup>1</sup> (LMP2M laboratory, University of Yahia Fares Médéa, 26000 Algeria Email medlaid65@gmail.com)

<sup>2</sup> (Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint-Etienne, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes, 58 Rue Jean Parot - 42000 Saint-Etienne – France)

<sup>3</sup> (LaSIE, La Rochelle University, Avenue Michel Crépeau, 17042 La Rochelle, France) .

---

**ABSTRACT.** *In arid zones of Algeria the climate is characterized by hot and dry in summer, very cold in winter. Construction materials used in these zones are concrete and clay bricks. These materials have poor insulating properties and are not adapted to this climate. In order to improve thermal comfort in the building and saving energy, it is necessary to ameliorate the performance of construction materials used which must be good insulators while having an acceptable mechanical strength. In this study, we have elaborated extruded clay bricks with good mechanical and thermal properties. We tested (07) seven sample compositions of dimension 40x40x160 mm<sup>3</sup>. The percentage of dune sand was set at 20% according to the optimal ratio used in the Brickyard for all compositions with clay / fiber ratios of (78% / 2%) to (68% / 12%) respectively.*

*Results showed that as the fiber content increase, the bulk density decrease, providing a light-weight construction material combined with low conductivity with acceptable mechanical strength. The optimum is obtained for a composition with 20% dune sand, 68% clay and 12% fiber. For this composition the weight reduction has exceeded 22% for an energy saving impact of more than 42% in normal state of conservation of samples..*

**RÉSUMÉ** *Dans les zones arides de l'Algérie, le climat est caractérisé par un climat chaud et sec en été et très froid en hiver. Les matériaux de construction utilisés dans ces zones sont du béton et des briques d'argile. Ces matériaux ont de faibles propriétés isolantes et ne sont pas adaptés à ce climat. Afin d'améliorer le confort thermique dans le bâtiment et d'économiser de l'énergie, il est nécessaire d'améliorer les performances des matériaux de construction utilisés qui doivent être de bons isolants tout en ayant une résistance mécanique acceptable. Dans cette étude, on a élaboré des briques d'argile extrudées avec de bonnes propriétés mécaniques et thermiques. Nous avons testé (07) sept compositions d'échantillons de dimensions 40x40x160 mm<sup>3</sup>. Le pourcentage de sable de dune a été fixé à 20% selon le taux optimal utilisé à la Briqueterie pour toutes les compositions avec des taux d'argile / fibres pris égaux respectivement de (78% / 2%) à (68% / 12%).*

*Les résultats ont montré que lorsque la teneur en fibres augmente, la densité apparente diminue, fournissant un matériau de construction léger combinée à une faible conductivité avec une résistance mécanique acceptable. L'optimum est obtenu pour une composition avec 20% de sable de dunes, 68% d'argile et 12% de fibres. Pour cette composition la réduction de poids a dépassé 22% pour une incidence sur l'économie d'énergie de plus de 42% en état de conservation normal des échantillons*

**KEY WORDS:** *extruded clay bricks, thermal insulation, date palm fibers, sand dune, mechanicals and thermo-physical properties of extruded clay bricks.*

---

## 1. Introduction

In arid zones of Algeria, the most used construction materials are concrete and clay bricks manufactured by Brickyard that have poor thermal insulation power and are not adapted to the local climate. Indeed, the building envelope mainly fulfills two thermal functions; the first is a thermal storage function and the second is an insulating function, which consists of minimizing the thermal flow that passes through the walls. This second function is generally not satisfied for the industrial clay brick, thus causing a thermal discomfort difficult to restore. In order to improve thermal comfort of building and saving energy, a new clay bricks elaborated by extrusion following industrial production is proposed for study. The objective of this research is to prepare and test for mechanical, physical and thermal properties of this new extruded clay bricks reinforced by date palm fibers.

## 2. Materials and Procedures

### 2.1 Used materials



**2.1.1 Clay (earth):** In this study we use clay from Blidet Amor Town in Algeria. The Physical characterization was carried out in (Ouargla) LTPS laboratory. The results are presented in Table 1.

**Table 1.** Physical characteristics of clay.

Characteristics	Results
The dry bulk density ( NF 94- 064)	$\rho_b = 1920 \text{ kg/m}^3$
Methylene blue ( NF 933-9)	$\rho_b = 1920 \text{ kg/m}^3$
Limit of Atterberg ( NF 94-051)	WL= 86,73 % WP= 33,17 % IP= 53,56 %

The main chemical experimentations were performed in (Boumerdes) CETIM. The results are grouped in table 2.

**Table 2.** Chemical analysis of clay performed in CETIM by x-ray fluorescence spectrometry.

Constituents	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MnO	SiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	Cl	PF
Pourcentages (%)	4.66	0.05	50.62	11.61	2.39	2.06	0.91	0.18	12.18	0.60	0.66	14.6

The table shows that the mainly consists of this clay are SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, and CaO. Minor contents in clay consist of Na<sub>2</sub>O, SO<sub>3</sub> and Cl.

**2.1.2. The sand dune:** The used sand dune was from Blidet Amor town in Ouargla Algeria. The physical and chemical analysis were carried out in (Ouargla) LTPS laboratory. The results are summarized in table 3.

**Table 3.** Physical and chemical analysis of sand dune.

Characteristics	$\rho_b$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_a$ (Kg/m <sup>3</sup> )	ESP (%)	CaSO <sub>4</sub> 2 H <sub>2</sub> O (%)	SO <sub>4</sub> (%)	SO <sub>4</sub> (%)	CaCO <sub>3</sub> (%)	Cl (%)	NaCl (%)	Insoluble (%)
Results	2606.43	1496.72	80.53	2.95	0.73	1.44	1.34	0.16	0.27	93.49

Regarding the poor percentage of CaSO<sub>4</sub>, SO<sub>4</sub>, the sand is considering as a not aggressive one.

**2.1.3. The date palm fibers:** The natural fibers used in this study as reinforcement is the date palm fibers collected from the oasis of Touggourt. The physical, mechanical and mineralogical analyses of fibers are taken from a previous study of KRIKER and al [KRI 2005]. The results are presented in tables 4&5.

**Table 4.** The physical, mechanical and mineralogical compositions of date palm fibers [KRI 2005].

Characteristics	$\rho_b$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_a$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Fiber length (mm)	Tensile Strength (Mpa)	Deformation at break of fiber (Ø 0,8 mm)	Natural moisture (%)	Rate of absorption (%)	Diameter of used fibers (mm)	
Results	2606.43	1496.72	170±40	240±30	290±2	0.232	9,5-10	96,83-202.64	0.14-1.7

The mineralogical compositions of date palm were determinate from the powder of fibers after calcinations at 400°C [KRI 2005].

**Table 5.** The mineralogical compositions of date palm fibers [KRI 2005].

Constituents	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MnO	SiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	PF
Percentages (%)	2.51	0.05	48.04	14.2	4.88	2.80	1.81	50.45	6.12	20.42	18.08

The major mineralogical compositions of date palm fibers are extremely similar to clay.

**2.1.4. Samples preparation:** The samples of dimensions (40x40x160) mm<sup>3</sup> were prepared with seven (7) different weight fractions (0,2,4,6,8,10 and 12%) of date palm fibers, (80,78,76,74,72,70 and 68%) of clay and the Percentage of sand dunes set at 20% according to the optimal ratio used in the Brickyard, which were labeled as C<sub>2</sub>, C<sub>4</sub>, C<sub>6</sub>, C<sub>8</sub>, C<sub>10</sub>, C<sub>12</sub> and C<sub>0</sub> taken as reference. For each composition, Three (3) samples were necessary to retain the average of the property studied for mechanical (flexural and compressive strengths), and thermo-physicals (thermal conductivity, Linear shrinkage and bulk density) properties. It is noted that the same steps, used in Brickyard, were followed for preparation of samples.

### 3. Procedures

**3.1 Mechanical characterization:** The flexural and compressive strengths are tested according to standard EN 196-1. The mechanical properties obtained from tests performed on three brick samples testing machine three points test configuration, the max flexural strength of samples determined from the maximum load until the rupture of the prism and after flexing, we reuse each half-prism for testing compressive strength of samples determined from the maximum load until the rupture.

#### 3.2 Thermo-physicals characterization

*3.2.1 The physical characterization:* linear shrinkage and bulk density were considered in our study.

*Linear shrinkage:* The total shrinkage was obtained by measuring the length of sample before and after firing, using a caliper with a precision of  $\pm 0.01$  mm, according to the standard ASTM C326-09 standard.

*Bulk density:* The bulk density of a specimen is the quotient of its dry mass divided by the exterior volume.

*3.2.2 The thermal characterization:* The samples were tested for thermal conductivity and specific heat according to NFE 993-15, by the use of CT Meter device, equipment developed by the Scientific and Technical Center for Building (CSTB) of Grenoble, to determine with precision the thermo-physical properties of certain number of materials. The brick samples were tested under the different climatic conditions. At first, the samples were tested in the normal state where they were permanently in the open air (with natural conditions of temperature, pressure and humidity of the measuring room). Then the measurements of the thermal conductivity were carried out at different rates of saturation (in the dry state 0 %, 35%, 70% saturated state of 100 %). Successive water contents were obtained by first saturating the samples tested and then gradually dewatering by drying in a ventilated oven.

### 3. Results and discussion

**3.1. Mechanical properties:** Figure 1 shows that increasing fibers percentage decreases flexural and compressive strengths. The lower value of compressive strength (5 MPa) is obtained for 12% of fibers content, which is the minimum strength recommended by British Standard specification for clay brick BS 3921, the standard deviations on the results obtained in flexion and compression vary between ( 0.049- 0.293) and ( 0.026- 0.193) respectively.

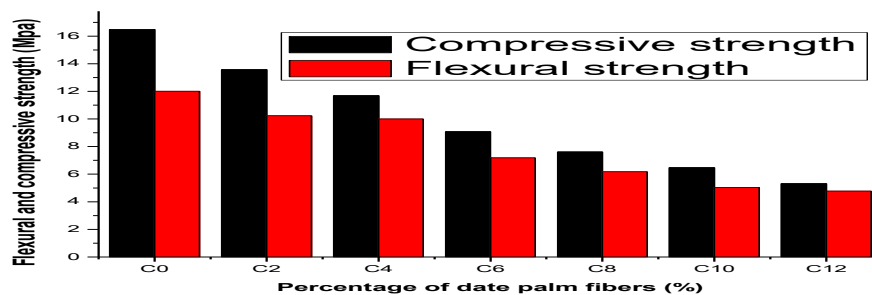
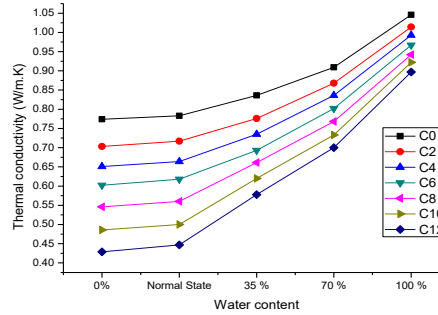
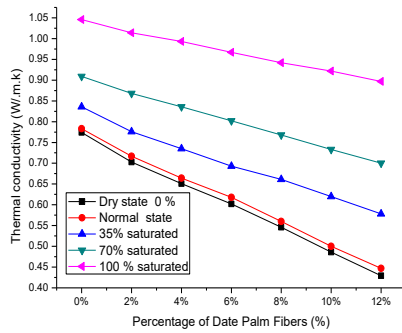


Figure 1. The compressive and flexural strengths.

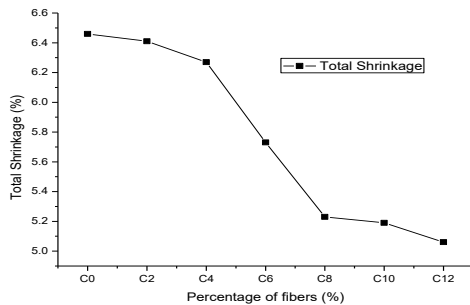
#### 3.2. Thermo-physical properties:

*3.2.1 The thermal conductivity:* The results presented in figures 2 and 3 show that the thermal conductivity of extruded clay bricks decrease with the increasing of percentage of date palm fibers and ameliorates its thermal insulation by saving energy over 42% in normal state and an increase in the thermal conductivity with the increase in the water content. This result is strongly impacted by the micro-structural nature of the material and its high moisture storage capacity. Indeed, in the dry state, the thermal conductivity only depends on those of the solid matrix and the air (about  $0.26 \text{ W / m K}$  at  $20^\circ\text{C}$ ), this last one is much lower than the thermal conductivity of water (approximately  $0.60 \text{ W / m K}$  at  $20^\circ\text{C}$ ), which will gradually replace the air contained in the pores, during the humidification. This phenomenon allows an increase in the thermal conductivity of the material, which has a negative influence on the insulating power of these materials, the results obtained by using CT meter with a precision of  $\pm 5\%$ .

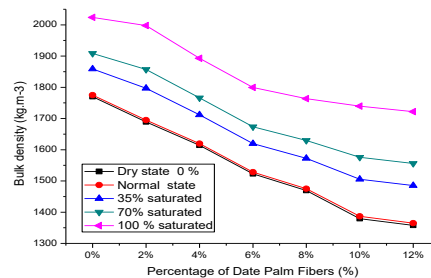


**Figure 2.** Thermal conductivity in function of fibers. **Figure 3.** Thermal conductivity in function of water content.

**3.2.2 Firing Shrinkage:** Firing Shrinkage was directly affected by firing temperature. All the samples studied in this paper were prepared and following the same process (extrusion, drying and firing at 870 °C). According to the literature, this value must be below 8% and the result presented in figure 4 are in accordance with ASTM C326 – 09 standard requirements.



**Figure 4.** Total shrinkage in function of fibers



**Figure 5.** Bulk density in function of fibers.

**3.2.3 The Bulk density:** The results presented in figure 5 show that as fiber content increase, bulk density decreases which provide a light-weight construction material. For 12% fibers content, the composed is lighting by more than 22% compared to the reference 0%.

## 4. Conclusion

After this experimental study, we conclude that the addition of date palm fibers to a clay matrix for the fabrication of extruded bricks improves their thermo-physical properties. Experimental results show that whatever the saturation state of the material, apparent density and thermal conductivity decrease with increasing fiber percentage in the clay matrix. The optimum is obtained for composition C<sub>12</sub> with 20% dune sand, 68% clay and 12% date fibers and for which a weight reduction of more than 22% is retained with an improvement in the insulating power of more than 42% in normal state of conservation (not dry and not saturated) compared to the reference C<sub>0</sub> (without fiber) actually manufactured by the Brickyard.

## 5. Bibliography

[DUP 2000] DUPAIN, R, LANCHON, R, SAINT RROMAN JC. *Granulats, sols, ciments et bétons-caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire*, Paris édition CASTEILLA V235, 2000.

[HAN 2007] HANIFI B, ORHAN A, MEHMET N, ERHAN A, SELIM K « Thermal isolation and mechanical properties of fibers reinforced mud bricks as wall materials », *Construction and Building materials*, 21, 2007 pp.901-906.

[KRI 2005] KRICKER A, DEBICKI G, BALI A, KHENFER M M, CHABANNET M, « Mechanical properties of date palm fibers and reinforced date palm fibers concrete in hot –dry climate », *Cement concrete Compos*, 27, 2005 pp. 554-564

[TAA 2014] TAALLAH B, GUETTALA A, GUETTALA S, KRIKER A., « Mechanical properties and hygroscopicity behavior of compressed earth Block filled by date palm fibers », *Construction and Building Materials* 59, 2014 pp. 161–168.

---

# Renforcement et réparation des dalles en BA par tissu de fibre de carbone

Gherdaoui Moufida<sup>1</sup>, Madi Rafik<sup>2</sup>, Guenfoud Hamza<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire de Génie Civil and Hydraulique (LGCH), Université 08 mai 1945-Guelma- Algérie-  
moufidagh2010@hotmail.fr

<sup>2</sup> Laboratoire de Génie Civil and Hydraulique (LGCH), Université 08 mai 1945-Guelma- Algérie-  
madirafik1@yahoo.com

<sup>3</sup> Laboratoire de Génie Civil and Hydraulique (LGCH), Université 08 mai 1945-Guelma- Algérie-

---

*RÉSUMÉ. Le but de cet article concerne l'étude du comportement des dalles en béton armé, soumises au poinçonnement, renforcées et réparées par tissu en fibres de carbone afin d'augmenter leurs capacité portante, réduire leurs flèche et limiter l'ouverture des fissures et en assurant un meilleur comportement . Neuf dalles en béton armé ont été testées. Les paramètres d'essai sont : un pré-chargement à (80%) de la charge ultime de la dalle non renforcée et l'orientation de la fibre en tissu de fibre de carbone à (0°, 45°, 0°/90° et 45°/135°). Les résultats expérimentaux indiquent que l'utilisation de matériau composite a un effet significatif sur l'augmentation de la charge ultime d'une part et de limiter la propagation de fissures d'autre part. Ainsi, les résultats expérimentaux montrent une augmentation de, la charge de rupture de (23-60)% et une diminution du déplacement vis-à-vis de la dalle témoin.*

*ABSTRACT. The aim of this paper is the study of the behavior of slabs of reinforced concrete subject to punching strengthen and repair by the fiber reinforced polymer (FRP) in order to increase its bearing capacity, reduce the deflexion and limit the opening of cracks ensuring a better behavior conduct of the element. Nine RC slabs are tested with the same dimensions, the test parameters were: pre loading (80%) of ultimate load and orientation of the fiber of CFRP (0°, 45°, 0°/90° and 45°/135°). The experimental results indicated that the use of CFRP surface to upgrade the slabs has significant effect on ultimate load and the propagation of cracks. According to on the experimental results, the ultimate load of failure was increased by (23 - 60) % and reduction of deflection than control slab.*

*MOTS-CLÉS : dalle, renforcement, pré-chargement, poinçonnement, tissu en fibre de carbone.*

*KEYWORDS: slab, strength, pre load, punching, CFRP.*

## 1. Introduction

Il existe un nombre important d'infrastructures ne répondant plus aux exigences d'exploitation actuelles pour des raisons de dégradation ou de détérioration. Les pathologies dues aux erreurs humaines lors de la conception ou durant la réalisation, les changements de fonctionnalité de l'ouvrage, la dégradation des matériaux (corrosion d'armatures, carbonatation du béton...), ont un impact direct sur longévité des ouvrages. Depuis plusieurs années, différentes techniques de réhabilitation (réparation ou renforcement) ont déjà été mises au point : le béton projeté, la précontrainte additionnelle ou encore le collage des tôles d'acier. Grâce à leurs caractéristiques mécaniques et physico-chimiques, les matériaux composites se sont taillé une place importante dans les constructions en génie civil. De nos jours, le collage de matériaux composites est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées. Tous les éléments de structure peuvent être renforcés par collage de matériaux composites. Les éléments renforcés sont essentiellement les poutres [DEM 14], les poteaux [BEN 10] et les dalles [ROC 04], [GHE 18], [LAU 07]. Le présent travail expérimental a été réalisé au laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique (LGCH) de l'université 8 mai 45 Guelma. Son objectif principal consiste à l'étude du comportement au poinçonnement des dalles en béton armé non renforcées et renforcées par tissu en fibre de carbone après imposition d'une dégradation de chargement par rapport à la charge de ruine de la dalle saine.

## 2. Programme expérimental

### 2.1. Spécimens et caractéristiques des matériaux

Les spécimens sont des dalles en béton armé de dimensions de 965x680 mm<sup>2</sup> et de 60mm d'épaisseur. Le ferrailage pour toutes les dalles est composé d'une nappe de barres d'acier rond lisse de diamètre 6 mm, espacés de (13.35cm et 8.12cm) dans les deux directions en se basant sur la condition du ferrailage minimal (BAEL). La résistance à la compression du béton est obtenue par essai de compression sur des éprouvettes cylindriques de 16x32cm<sup>2</sup>. Sa résistance en compression est de 25.5MPa en moyenne.

Le matériau composite utilisé est le Tissu en Fibre de Carbone, baptisé SikaWrap-230C produit à la firme SIKA, tissé de façon unidirectionnelle.

La colle adaptée au tissu en fibre de carbone, d'après le fabricant, à savoir SIKA, est une résine époxyde à deux composants (A et B) baptisée Sikadur®-330. Cette colle (Sikadur®-330) est conforme aux exigences de la norme NF EN 1504-4 en tant que produit de collage des tissus de renforcement. Ses caractéristiques mécaniques sont présentées au tableau 1.

**Tableau 1. Propriétés du CFRP et de la colle de SIKADUR 330**

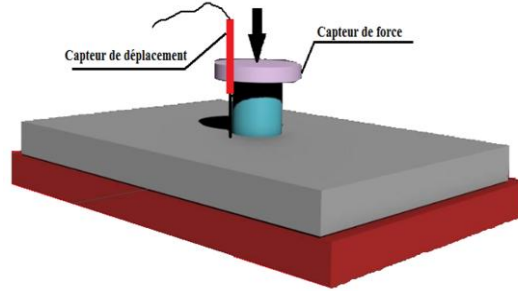
Caractéristiques	TFC (SikaWrap 230C)	Sikadur 330
Résistance à la traction (MPa)	4000	30
Allongement à la rupture (%)	1.7	0.9
Module d'élasticité en traction (GPa)	230	4.5
Epaisseur (mm)	0.129	----
Masse par unité de surface (g /m <sup>2</sup> )	235 ± 10	----
Densité (g/cm <sup>3</sup> )	1,82	1,30

### 2.2. Dispositif d'essai

Nous avons réalisé neuf dalles rectangulaires en bétons armé de dimension 965x680 mm<sup>2</sup> et de 60 mm d'épaisseur. Les dalles s'appuient sur un cadre rectangulaire très rigide en acier (appui simple) de dimensions intérieures 915x630 mm<sup>2</sup>. Un ferrailage unique est adopté pour toutes les dalles. Il est composé d'une nappe de barres d'acier 235 MPa rond lisse de diamètre 6 mm d'enrobage de 2.5cm, espacés de (13.35cm et 8.12cm) dans les deux directions en se basant sur la condition du ferrailage minimal. Les essais de poinçonnement des dalles sont réalisés par la machine représentée sur la Figure 1 (Elle est de marque Controls model 50-C8422/MP). Le chargement est appliqué à l'aide d'un vérin hydraulique au centre de la dalle. Le chargement est appliqué à l'aide d'un vérin hydraulique au centre de la dalle d'une capacité de 100 KN équipé d'un capteur de force. Le dispositif de chargement (poinçonnement) est constitué d'un tube cylindrique en acier infiniment rigide de 60 mm de diamètre, avec une vitesse de 50N/s. Le déplacement vertical de la dalle est mesuré par un capteur digital de déplacement de course ±100 mm placé au niveau de l'extrados de la dalle Figure 1.

Les dalles sont regroupées en trois groupes : dalle saine (non renforcée), dalles renforcées et des dalles pré-chargées (réparées). Pour le cas des dalles réparées, les dalles saines sont d'abord chargées à un pourcentage de

charge de 80% de la dalle témoin D1. Par suite, les dalles sont déchargées pour les réparer sur une surface de (40x40) cm<sup>2</sup> en Tissu en Fibre de Carbonne. La réparation est appliquée par une seule couche où par deux couches suivant une orientation des fibres de : 0°, 45°, 0°/90° et 45°/135°. Tableau 2.



**Figure 1.** Machine d'essai, schématisation des appuis et positionnement du capteur de déplacement

**Tableau 2.** Caractéristiques des dalles

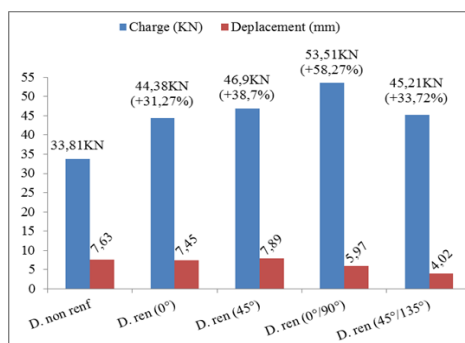
dalle	Pré-chargeement (%)	Orientations des fibres
D1	-	-
D2	-	0°
D3	-	45°
D4	-	0°/90°
D5	-	45°/135°
D6	80	0°
D7	80	45°
D8	80	0°/90°
D9	80	45°/135°

### 3. Résultats expérimentaux

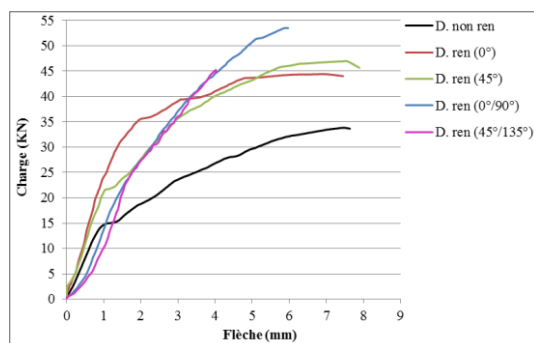
Les essais montrent que la charge de début de fissuration des dalles renforcées par matériaux composite augmente par rapport à celle de la dalle non renforcée. Ainsi, la force de rupture de toutes les dalles renforcées s'accroît par rapport à la dalle témoin. Pour la dalle D4, la charge de rupture atteint 53KN correspondant à 58% par rapport à D1, et de (10% -27%) par rapport aux dalles renforcées.

Le comportement des dalles, après réparation, est similaire que celui du début de test. La charge augmente plus rapide que pour le cas de la dalle témoin. Cette augmentation de la charge s'accompagne d'une élévation de la rigidité de la dalle qui se traduit par une réduction du déplacement (Figure3). La dalle D4 présente un comportement plus rigide par rapport à D1 et aussi par rapport aux dalles renforcées.

Après l'augmentation de la charge en première phase (phase de béton non fissuré), et en deuxième phase se caractérisant par apparition de fissures diagonales, le composite commence à se détacher et la rupture finale se produit par poinçonnement (en forçement de tige dans le béton).



**Figure 2.** Charges et déplacements (dalles renforcées)



**Figure 3.** Courbes charges-flèches des dalles renforcées

Après le pré chargeement à 80% de la charge de ruine correspondant à 25KN. Les dalles sont réparées par deux couches de tissu de fibre de carbone avec différentes orientations : 0°, 45°, 0°/90° et 45°/135°. En

conséquence de la réparation, la capacité portante des dalles augmente et la charge de ruine de la dalle D8 (fibre orienté à 0°/90°) atteint les 55,8KN ; correspondant à un gain de 65% par rapport à la dalle non renforcée. Pour la dalle D9 la charge de ruine est de 55,1KN correspondant à une augmentation de 62% par rapport à la dalle D1 qui est supérieure de 30 à 39% par rapport aux dalles D6 et D7.

La figure 5 représente les courbes charges-flèches des différentes dalles après avoir appliqué une réparation. Le comportement des dalles D7, D8 et D9 se caractérise par une augmentation rapide de la charge et une limitation en déplacement. (2-3 mm) dans une première phase. Dépassant les 44 KN, la vitesse d'accroissement de la charge de la dalle D7 devient faible et des fissurations commencent à apparaître. Tandis que les dalles D8 et D9 représentent un comportement rigide et les fissures diagonales n'affectent pas trop ces dalles. Les dalles continuent à supporter des charges avec un petit accroissement en déplacement. Puis le composite commence à se décoller au coin. Les fissures restent diagonales et la largeur finale des fissures se diminue (microfissure) par rapport à la dalle non renforcée.

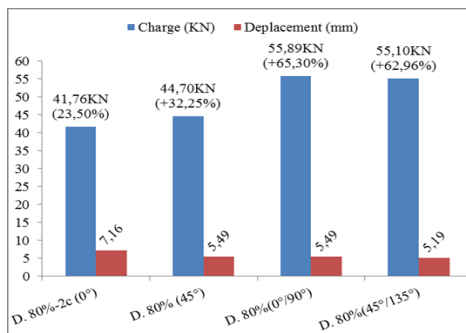


Figure 4. Charge et déplacement (dalles pré-chargées à 80%)

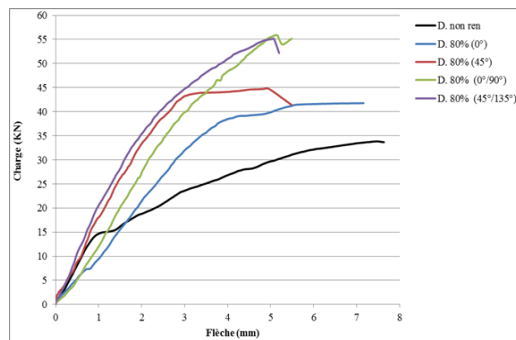


Figure 5. Courbes charges-flèches des dalles pré-chargées à 80% et réparées



Figure 6. A) Décollement de Tissu en Fibre de Carbone. B) Décollement du composite des dalles pré-chargées

#### 4. Conclusion

Le renforcement a eu un effet positif sur les charges de rupture et les déplacements des dalles renforcées. Le renforcement en composite apporte des gains significatifs aux structures endommagées suite à leurs réparation. Le composite compense la perte de rigidité de la dalle due à la fissuration du béton en traction et augmente la capacité portante de la dalle jusqu'à 60% de la capacité portante de la dalle BA. L'ouverture de fissures des dalles, se distingue par une diminution de la largeur et réduction de leurs du nombre pour les dalles renforcées.

#### 5. Bibliographie

[DEM 14] DEMIR A., TEKIN M., TURAL T., BAGCI M., Strengthening of RC beams with prefabricated RC U cross-sectional plates, Structure Engineering Mechanis. 49 6, 2014, p673-685.

[BEN 10] BENZAID R., Contribution à l'étude des matériaux composite dans le renforcement et la réparation des éléments structuraux linéaires en béton, Thèse de doctorat, universite Mentouri Constantine Algérie, 2010.

[ROC 04] ROCHDI E.H., Contribution à l'analyse du comportement mécanique de dalles en béton arme renforcées par matériaux composites, Thèse de doctorat, France, 2004.

[GHE 18] GHERDAOUI M., GUENFOUD M., MADI R., Punching behavior of strengthened and repaired RC slabs with CFRP. Construction and Building Materials, 170, 2018, p 272-278.

[LAU 07] MICHEL L., Approches locales et globales du comportement de dalles en béton armé renforcées par matériaux composites, Thèse de doctorat, France, 2007.



---

# Solidification of dredged sediments using hydraulic and geopolymer binders

Ishak MOGHRABI<sup>1</sup>, Harifidy RANAIVOMANANA<sup>2</sup>, Fateh BENDAHMANE<sup>3</sup>, Ouali AMIRI<sup>4</sup>

<sup>1</sup> LUNAM – GeM UMR 6183 CNRS, University of Nantes, Saint Nazaire, France, Ishak.moghrabi@etu.univ-nantes.fr

<sup>2</sup> LUNAM – GeM UMR 6183 CNRS, University of Nantes, Saint Nazaire, France, Harifidy.Ranaivomanana@univ-nantes.fr

<sup>3</sup> LUNAM – GeM UMR 6183 CNRS, University of Nantes, Saint Nazaire, France, Fateh.Bendahmane@univ-nantes.fr

<sup>4</sup> LUNAM – GeM UMR 6183 CNRS, University of Nantes, Saint Nazaire, France, Ouali.Amiri@univ-nantes.fr

---

**RÉSUMÉ.** Les opérations de dragage des sédiments sont nécessaires pour maintenir de bonnes conditions de navigabilité des ports et les voies navigables. La valorisation de ces sédiments est une alternative à l'immersion en mer et au stockage à terre. La stabilisation des sédiments fins nécessite la plupart du temps un traitement préalable, souvent par ajout de liants hydrauliques (chaux, ciment). Parmi les voies potentielles où les sédiments pourraient être valorisés, les filières matériau de remblai et de couche de forme routière sont les plus intéressantes du point de vue économique, environnementale et technique. La stabilisation des sédiments nécessite l'utilisation des liants hydrauliques comme le ciment et la chaux. L'utilisation intensive de ces liants, a un impact considérable sur l'environnement (émissions de CO<sub>2</sub>, la consommation d'énergie et de matières premières). Les géopolymères sont des liants alternatifs pour le ciment ordinaire. Dans la présente étude, les sédiments et les liants utilisés ont été caractérisés avant d'être mélangés. Après avoir mélangé les sédiments avec 5 à 15% de liants, ceux-ci ont été compactés dans des éprouvettes cylindriques puis testés à l'aide de l'essai d'aptitude au traitement. Les résultats ont montré que l'ajout de sable est nécessaire pour valoriser un sédiment très organique.

**ABSTRACT.** Dredging operations are necessary to maintain the navigability of harbors and waterways. The recovery process of dredged sediments is an alternative to the disposal at sea and to ashore storage. Among the potential recovery methods, fill materials and road construction are the most interesting from economic, environmental and technical point of views. The stabilisation of sediments requires the use of hydraulic binders like cement and lime. The extensive use of these binders in civil engineering resulted in significant impact on the environment due to CO<sub>2</sub> emissions, energy and raw materials consumption. Geopolymers are alternative binders for ordinary Portland cement. In the present study, dredged sediments and the used binders were characterized before being mixed and compacted. The binders were investigated using Vicat apparatus for its consistency, initial setting and final setting and its compressive resistance were compared as well. The thermal microcalorimetry was used to determine its chemical activity. After mixing sediments with 5 to 15 % of binders, these were compacted in cylindrical specimens then tested against aptitude for treatment test. Results showed that the addition of sand is mandatory for highly organic sediments recovery.

**MOTS-CLÉS :** sédiments de dragage, valorisation routière, géopolymère, aptitude au traitement, analyse thermogravimétrique  
**KEYWORDS:** dredged sediments, road recovery, geopolymer, aptitude for treatment, thermogravimetric analysis

---

## 1. Introduction: Issue of sediments management

Sediment refers to the conglomerate of materials, organic and inorganic, that can be carried away by water stream or wind. Man-made structures (e.g. *dams, harbors, bridges*) hinder/disturb the natural transition of sediments, which reduces the navigable depth of harbors and waterways. Thus, to maintain the navigability, dredging operations become necessary. In France, 26.89 Million of tons of sediments were dredged in 2013 [CET 13], which is the origin of ashore sediment's management issue. Sediments polluted with heavy metals and organic pollutants cannot be disposed in the sea due to stringent environmental regulations. Therefore, the recovery process (valorization) of dredged sediments became an alternative to the disposal at sea and to ashore storage. There are several recovery methods in civil engineering, such as substitution in concrete, cement, bricks. However, from technical, environmental and economic point of views, earthworks recovery is the most interesting.

### 1.1. The need for alternative binders?

Knowing that the geotechnical properties of sediments are not adapted for road construction, a solidification/stabilization process is mandatory. It requires a process of solidification-stabilization (S/S), a well-known treatment approach of fine grained soils by cement and lime admixtures. The very high demand on ordinary cement worldwide, presents an important environmental footprint due to raw materials consumption and energy for production, add also due to CO<sub>2</sub> emissions. Geopolymer cement is an alternative binder that showed high mechanical performance for lower environmental impact than ordinary cement.

### 1.2. Objectives

In the present study, three binders are characterized, to be used for sediments treatment afterwards. These binders are: OPC, and two geopolymer binders. These are characterized using *Vicat* apparatus for normal consistency, initial setting and final settings. The thermal microcalorimetry was used as well to determine its chemical activity. The compressive mechanical resistance, after 28 days curing period, of these binders were compared as well. The identified binders were then mixed with sediments to be used in road subgrade construction. The test of aptitude for treatment was performed to investigate the feasibility of treatment using the different binders.

## 2. Methods

### 2.1. Properties of raw sediments

The characterisation of raw sediments is a mandatory step for the recovery process. [MOG 18] modelled the resistance of treated sediments as function of raw sediments properties and added percentages of different binders/additives. In case of earthworks recovery method, [MOG 18] identified two properties of sediments that affect highly its mechanical resistance upon treatment, these are the organic matter content (OM) and the index of plasticity (IP). These properties should be investigated using the adapted methods.

The organic matter percentage by mass was estimated using three methods: 1) calcination at high 450 °C (according to XP P 94-047), 2) calcination at high 550 °C (according to NF EN 12879) and 3) calcination at low temperature using hydrogen peroxide. [ROB 27] presented a method for OM destruction using hydrogen peroxide solution (H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>), and thus it became widely used for soil texture analysis. H<sub>2</sub>O<sub>2</sub> is an oxidizing agent that digests organic C (carbon). The calcination at 450 °C or higher volatilize clay-linked water. In addition, higher temperature is needed for complete OM destruction. That is why the method of hydrogen peroxide was chosen.

The index of plasticity IP defines the water content range in which the soil remains flexible and deformable, while maintaining a certain shear strength. Limit of liquidity can be determined using the *Casagrande cup* method and cone penetration test. In case of montmorillonitic soil, [CHA 00] recommended the *Casagrande cup* method. The limit of plasticity was determined using roll test. Moreover, a thermogravimetric test permitted to identify some organic and in-organic materials in the used sediment.

### 2.2. Binders

Three binders were used in this study: ordinary Portland cement (OPC), and two geopolymers binders. Since 1978, Joseph Davidovits introduced the term 'geopolymer' (mineral polymer) to describe a family of mineral binders, consisted of aluminosilicate materials activated using chemical solution (i.e. alkali silicate solution) [DAV 82]. Aluminosilicate raw materials, e.g. *Fly ash, slag*, dissolve when mixed with highly alkaline activator(s), e.g. *sodium or potassium hydroxide*, which leads to the liberation of aluminates and silicates necessary to for geopolymerisation process afterwards. Three parameters were identified using *Vicat* apparatus:

the normal consistency, initial and final setting according to EN 196-3. Afterwards, its mechanical resistance was compared. The thermal microcalorimetry test was also used to investigate its thermal activity.

### 2.3. Aptitude for treatment test

The aim of this test is to verify, that the combination of a material with hydraulic binder(s), ensures an acceptable mechanical behavior. It consists of accelerating the phenomena of hydraulic setting produced in a sample, by emerging the specimens in water controlled at 40 °C, then measuring the potential swelling of specimens and its diametric compression resistance after one week according to [NF 99]. From left to right, Figure 1 shows a specimen after fabrication, a specimen to be tested for diametric compression resistance and finally a specimen for swelling measurement. According to [NF 99], swelling should be less than 10% and the minimum diametric compression resistance should be of 0.2 MPa.

### 3. Results and discussion

Sediments OM content was found to be 13.2 % using H<sub>2</sub>O<sub>2</sub> method, and of IP 32 %. These properties show that the sediment is highly organic and highly sensitive to water, which makes the valorization more difficult. Figure 1 shows that the tested sediment consists of several OM components, such as humus and lignin. Moreover, the peak at 650 °C shows the presence of calcium carbonate. Clay-linked water volatilize between 80 °C and 850 °C.

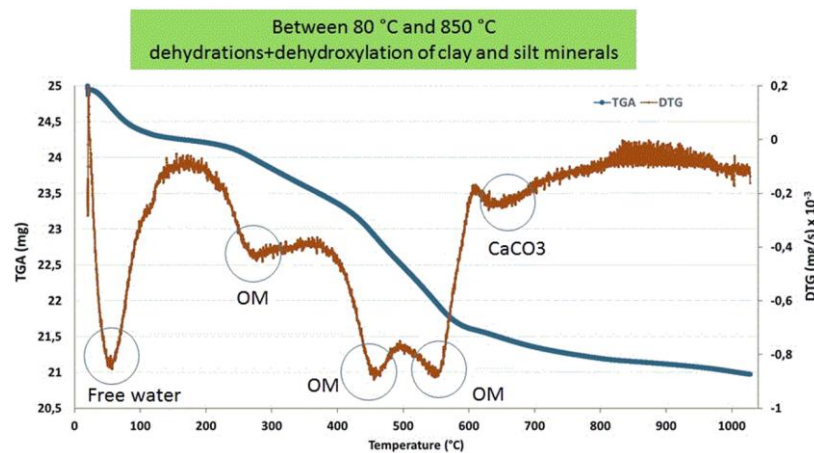


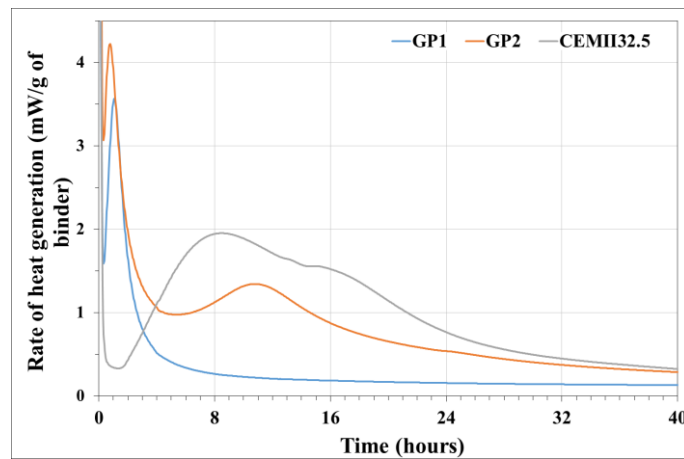
Figure 1. Thermogravimetric test on raw sediments

The composition of three tested binders is given in Table 1. These were identified from literature, and the dosage of the activation solution and water were fixed according to consistency test. Results in Table 1 show that the initial and final setting of geopolymer 1 and 2 are faster than that of OPC, and that of geopolymer 2 faster than that of 1. This result is due to the high activity of ground blast furnace slag. The thermal microcalorimetry test shows that the activity of geopolymer 2 (GP2) is superior to that of geopolymer 1 (GP1), which is also superior to the activity of OPC. These findings confirm the initial and final setting results.

Table 1. Composition of used binders

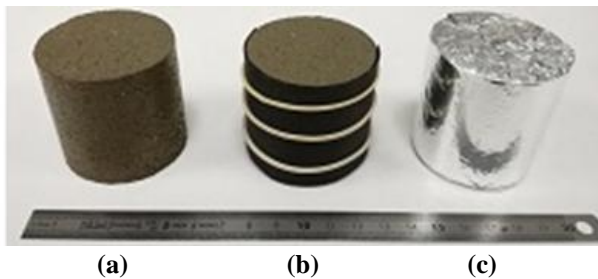
	OPC	Geopolymer 1	Geopolymer 2
<b>Composition</b>	100 % CEM II 32.5	Ground blast furnace slag + Class F fly ash + alkali-silicate solution	Ground blast furnace slag + alkali-silicate solution
<b>Normal consistency Solution/dry matter</b>	0.25	0.37	0.42
<b>Initial setting (minutes)</b>	120	54	37
<b>Final setting (minutes)</b>	245	121	92
<b>Compressive resistance (MPa)</b>	62.8	49.1	105.8

Sediments were treated using 5 % to 15 % of hydraulic binder (lime and cement), geopolymer 1 or geopolymer 2, then fabricated by static compaction (Figure 3.a). specimens were then covered using a geotextile for swelling measurement (Figure 3.b) or covered by plastic and aluminum films to be isolated from moisture and light during curing (Figure 3.c). Figure 4 shows that the produced swelling destroyed the sample, which is the case for all tested mixtures. Diametric compression resistance of all tested mixtures was found below the threshold (0.1 MPa). The high OM content hindered the hardening of the three tested binders.



**Figure 2.** Thermal microcalorimetry on tested binders

This result was validated by the tests, which showed the absence of hydrates peaks, that validates that the high OM content prevents hydration/geopolymerisation reactions. Complete results will be presented at the oral presentation.



**Figure 3.** a) fabricated specimen by static compaction, b) specimen prepared for swelling measurement, c) specimen prepared for diametric compression test



**Figure 4.** Swelling after 7 days curing period

#### 4. Perspectives

To recover a highly organic sediment using any binder, dredged sand should be added to improve the granular skeleton of mixtures and to dilute the organic fraction as well. That is the perspective of the present study. Further investigations are also necessary to understand the effect(s) of each binder at the scale of the microstructure such as: Isothermal microcalorimetry, XRD, Thermogravimetry and mercury porosimetry.

#### 5. References

- [CET 13] CETMEF. Enquête dragage 2013 - Synthèse des données [Dredging survey 2013 - Data synthesis]. 2013. p. 40.
- [MOG 18] MOGHRABI I, RANAIVOMANANA H, BENDAHMANE F, et al. Modelling the mechanical strength development of treated fine sediments: a statistical approach. *Environ. Technol.* 2018;0:1–20.
- [ROB 27] ROBINSON WO. The determination of organic matter in soils by means of hydrogen peroxide. *J Agric Res.* 1927;34:339–356.
- [CHA 00] CHANEY R, DEMARS K, SRIDHARAN A, et al. Percussion and Cone Methods of Determining the Liquid Limit of Soils: Controlling Mechanisms. *Geotech. Test. J.* 2000;23:236.
- [DAV 82] DAVIDOVITS J. Mineral polymers and methods of making them. U.S. Patent No. 4,349,386. 14 Sep 1982.
- [NF 99] NF P 94-100 AFNOR. Sols : Reconnaissance et essais — Matériaux traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques — Essai d'évaluation de l'aptitude d'un sol au traitement. [Soils: investigation and testing — Lime and/or hydraulic binder treated materials — Test for determining the treatment ability of a soil]. 1999.

---

# Texture du gypse dans les mousses minérales

**PHELIPOT-MARDELE Annabelle<sup>1</sup>, LANOS Christophe<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Université de Rennes, LGCGM EA 3913 (F-35000 Rennes, France – [annabelle.phelipot@univ-rennes1.fr](mailto:annabelle.phelipot@univ-rennes1.fr), [christophe.lanos@univ-rennes1.fr](mailto:christophe.lanos@univ-rennes1.fr))

---

*RÉSUMÉ. La texture des cristaux de gypse au sein de mousses minérales formulées à l'aide d'anhydrites commerciales et de tensio-actif est étudiée. L'analyse de la porosité et de l'orientation des particules de gypse au sein de la matrice minérale et sur les surfaces des bulles permet de constater qu'en présence de tensio-actifs, une texture apparaît en particulier sur les surfaces des bulles. La formation de gypse tapissant est favorisée par l'augmentation du dosage en tensio-actif. La méthode de moussage est également très influente. Les mécanismes et interactions mis en jeu au moment de la formation du gypse sont discutés. Les facteurs favorables à la mise en place d'une texture sont identifiés.*

*ABSTRACT. The texture of the gypsum crystals within mineral foams formulated using commercial anhydrites and surfactant is studied. The analysis of the porosity and the orientation of the gypsum particles within the mineral matrix and on the surfaces of the bubbles leads to quote that, in the presence of surfactant, a texture appears in particular on the surfaces of the bubbles. The covering gypsum formation is supported by the increase of surfactant content. The foaming method is also an influential parameter. The mechanisms and interactions concerned at the time of the gypsum formation are discussed. The beneficial factors to form a texture are identified.*

....

*MOTS-CLÉS : mousse minérale, gypse, cristallisation, tensio-actif.*

*KEY WORDS: mineral foam, gypsum, crystallisation, surfactant.*

---

## 1. Introduction

La fabrication de mousses minérales à partir d'une suspension concentrée de liant hydraulique consiste à enfermer des bulles de gaz (généralement d'air) au sein du mélange fluide. Le piégeage des bulles d'air est favorisé par l'introduction d'agents tensio-actifs dans la formulation. Le durcissement de la matrice minérale lié aux réactions d'hydratation se traduit par l'obtention d'une structure poreuse plus ou moins régulière. La conservation de la structure porale entre l'état frais et l'état durci (après la prise) s'avère largement influencée par la formulation et les conditions de production de la mousse. Il convient donc de comprendre comment les tensio-actifs peuvent conduire à la stabilité de la mousse jusqu'à la prise et en quoi il affecte la texture et la structure de la matrice. L'étude se focalise sur des mousses de gypse produites à partir d'anhydrites commerciales. L'analyse de la texture induite par la cristallisation du gypse au sein de la matrice durcie et sur les parois des bulles est exploitée. Les effets du type et du dosage en tensio-actif ainsi que la méthode de moussage sont évalués. La compréhension des mécanismes et interactions mis en jeu au moment de la formation du gypse permettent de discuter des solutions conduisant aux meilleurs compromis de production de mousses minérales.

## 2. Matériaux et méthodes de production des mousses minérales

La matrice minérale étudiée correspond à un gypse obtenu par hydratation d'un sulfate de calcium anhydre de type  $\beta$ AIII' (Kerysten® produit par K&Co). Il est obtenu par cuisson flash d'un gypse (naturel ou de synthèse) : teneur en  $\text{CaSO}_4 > 92\%$ ,  $D_{50} = 10 \mu\text{m}$ , densité absolue = 2,6, surface BET  $\text{N}_2 = 8,3 \text{ m}^2/\text{g}$ . Le Kerysten® est un liant hydraulique caractérisé par une réactivité très importante [ARA 12]. En faisant varier les conditions de cuisson du même gypse, il est possible de disposer de différentes variétés d'anhydrites  $\beta$ AIII' présentant des solubilités et des cinétiques de prise différentes. Différentes mousses minérales sont produites avec le même taux de gâchage (fixé à  $E/L=0,35$  ce qui permet de garantir une fluidité optimale sans ségrégation) en ajoutant :

- un fluidifiant poudre à base de polycarboxylate, particulièrement bien adapté aux sulfates de calcium (SemperActis® SP20 produit par K&Co dosé à 1 wt% du liant),

- un tensio-actif nécessaire à la stabilisation des interfaces air-fluide, de type amphotère (Sitren 619® Evonik). Le dosage évolue entre 0,01 et 0,3 wt% du liant.
- un ciment Portland (CEMI 52,5R Aalborg), jouant le rôle de stabilisateur alcalin (5wt% du liant).

Pour la fabrication des mousses minérales, deux types de fabrication sont exploités [SAM 15] :

- Direct foaming (DF) : La mousse est générée par un mélangeage en une seule étape dans un malaxeur. Tous les composants sont mélangés ensemble pour obtenir une pâte minérale homogène dans le malaxeur équipé d'un fouet (vitesse rapide). Le temps de malaxage est modulé de façon à générer le volume de mousse minérale souhaité. Cette méthode permet en général de former des mousses minérales avec des teneurs en eau assez basses, imposant des teneurs en tensio-actifs assez élevées.
- Mix then foam (MTF) : La pâte est produite dans un premier temps puis la mousse est formée. Cette méthode permet facilement d'ajuster la masse volumique du produit final sans affecter sa composition. Les échantillons sont moulés (cylindres de 8 cm de diamètre). Dans tous les cas, le temps de prise augmente sensiblement (de 15 à 120 min) avec l'augmentation du dosage en entraîneur d'air. Le démoulage intervient rapidement après la prise et le durcissement est réalisé sans procéder à une cure particulière (20°C ; 60%HR).

### 3. Caractéristiques physiques des mousses minérales

#### 3.1. Interface air-matrice minérale

L'occlusion d'une bulle gazeuse dans une matrice minérale repose sur un équilibre entre la fluidité du mélange lors de sa réalisation, la tension de surface, l'état de pression et la masse volumique. Les principes physiques conduisant à la formation de telles structures reposent sur la relation due à Laplace et Young (1805) entre la différence de pression  $\Delta p$  entre le gaz dans la bulle et le fluide, et la tension de surface  $\gamma$  à l'interface gaz-fluide. Dans cette relation,  $R_1$  et  $R_2$  sont les rayons de courbure algébriques principaux de l'interface (pour une interface sphérique :  $R_1 = R_2$ ).

$$\Delta p = \gamma \cdot \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (1)$$

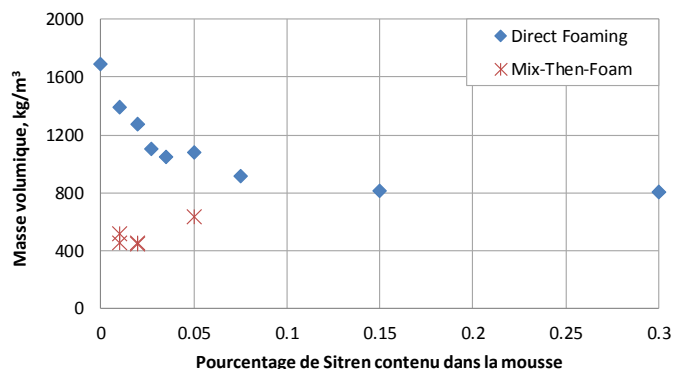
En réduisant la tension de surface par l'introduction d'un tensio-actif dans la formulation, on peut noter que, pour un volume d'air piégé donné, la formation de la bulle sera caractérisée par un rayon de bulle plus faible et une pression d'air au sein de la bulle plus élevée. Sachant que l'augmentation du dosage en tensio-actif est coordonnée à une diminution de la tension de surface, il serait logique de constater une diminution du volume des bulles au sein d'une mousse minérale.

#### 3.2. Cristallisation du gypse

La transformation de l'anhydrite en gypse passe par une très rapide hydratation partielle de l'anhydrite conduisant à sa transformation en hemihydrate puis une solubilisation totale de l'hemihydrate conduisant à la cristallisation du gypse. La sursaturation de la solution en sulfate de calcium est le moteur essentiel dans la phase de cristallisation.

#### 3.3. Masses volumiques des mousses minérales

La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** permet de comparer les masses volumiques des mousses minérales obtenues en modifiant le dosage en tensio-actif.



**Figure 1 :** Evolution de la masse volumique apparente des mousses minérales en fonction du pourcentage massique en tensio-actif.



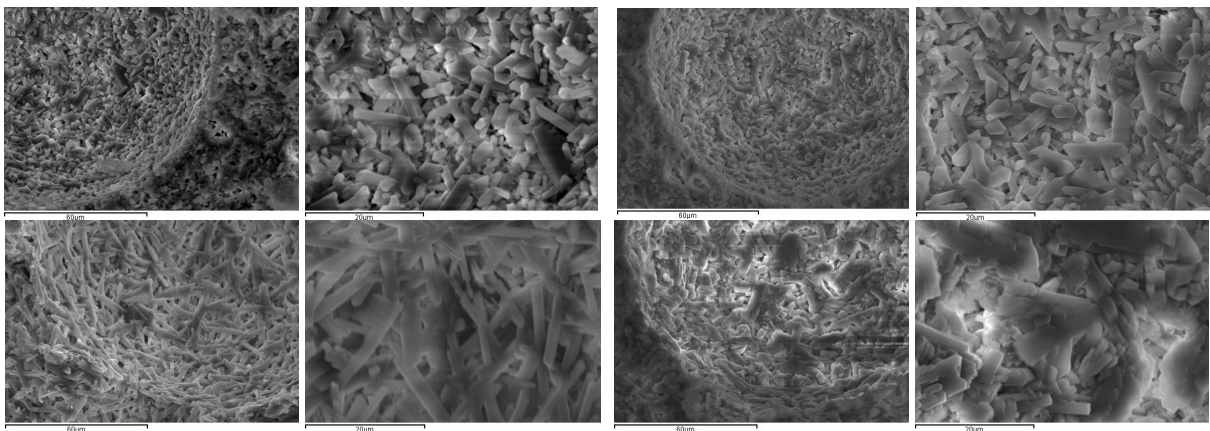
**Figure 2 :** Photo de l'échantillon : 0,05wt% Sitren avec méthode MTF.

La masse volumique atteinte par la méthode DF est très dépendante du dosage. La masse volumique évolue de  $1692 \text{ kg/m}^3$  à  $807 \text{ kg/m}^3$  et tant à se stabiliser. La méthode MTF permet d'obtenir des masses volumiques apparentes basses pour des dosages en tensio-actifs très faibles. Une augmentation en tensio-actif se traduit rapidement pas une instabilité de la structure (Figure 2). Il apparaît donc que les gammes d'usage du tensio-actif sont largement différentes pour les deux méthodes de moussage [SAM 15].

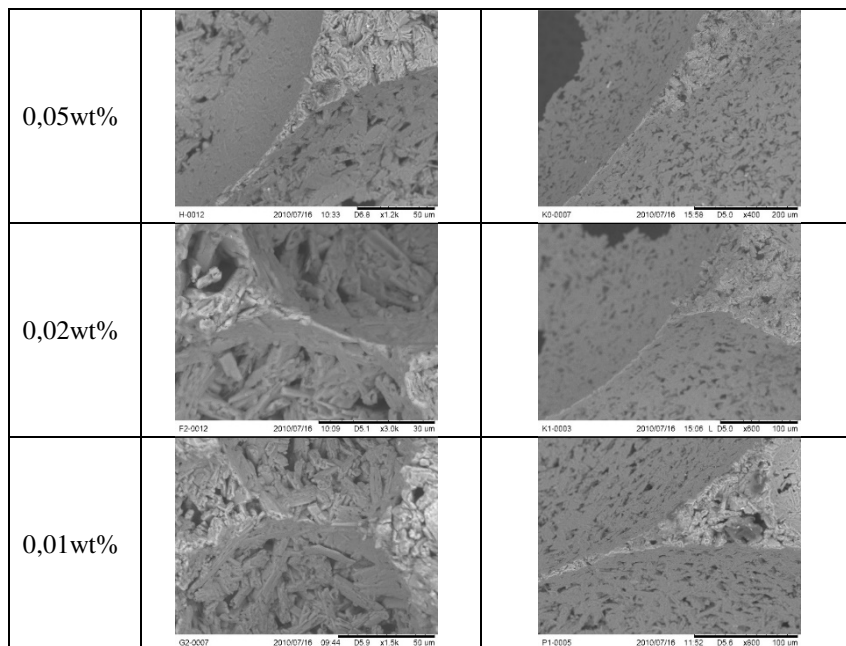
#### 4. Analyse de la texture de la matrice solide

##### 4.1. Influence de la nature de l'anhydrite

La figure 3 permet de visualiser la texture des cristaux de gypse sur la surface de bulle et au cœur de la matrice solide obtenues pour 4 anhydrites produites avec le même gypse mais des conditions de cuisson différentes. Le dosage en tensio-actif est nul et donc le gradient de pression aux interfaces est faible. On constate que la forme des cristaux au sein de la matrice évolue sensiblement d'une anhydrite à l'autre. Dans tous les cas, les parois de bulles restent rugueuses et la présence de l'interface n'a pas perturbé la cristallisation (taille, orientation). L'interface air-suspension n'a pas gênée la croissance cristalline des cristaux de gypse et n'a pas favorisé une orientation privilégiée des cristaux.



**Figure 3 :** Texture de la matrice de gypse sur la surface de bulle et au cœur de la matrice solide pour 4 anhydrites produites avec le même gypse mais des conditions de cuisson différentes – dosage en tensio-actif nul.



**Figure 4 :** Texture des cristaux de gypse aux interfaces - pour différents dosages de Sitren 619® et pour les deux techniques de moussage DF (gauche) et MTF (droite).



#### 4.2. Influence de la méthode de moussage de la nature et du dosage en tensio-actif

Des travaux antérieurs [SAM 15] réalisés sur les mêmes formulations montrent que l'augmentation du dosage en tensio-actif peut affecter l'hydratation et induire une altération des cristaux de gypse au sein de la matrice. La Figure 4 permet de comparer les textures au sein de la matrice et à la surface des bulles pour des échantillons réalisés avec différents dosages en tensio-actif et avec les deux méthodes de moussage DF et MTF. L'analyse des cristaux au sein de la matrice ne permet pas de constater une influence notable de la méthode de moussage ou du dosage en tensio-actif sur la forme, la distribution ou l'orientation des cristaux de gypse. Il n'apparaît donc pas de texture particulière dans la matrice. Un constat différent est fait sur les surfaces de bulles. Outre le fait que la méthode MTF permet d'obtenir des alvéoles plus grandes tout en conduisant à une densité plus basse, on remarque nettement que les cristaux de gypse sont couchés et orientés parallèlement aux interfaces. Ce couchage augmente lorsque le dosage en tensio-actif augmente. Le couchage est plus accentué avec la méthode MTF. L'action du tensio-actif sur la cristallisation du gypse aux interfaces est donc notable. Considérer que ce phénomène est une conséquence de l'interaction entre le gradient de pression à l'interface (équation (1)) et la pression de cristallisation du gypse est certainement erroné. Une telle interaction devrait être constatée en l'absence de tensio-actif (figure 3). A l'image de ce qui est évoqué par [DES 09] dans le cas de la cristallisation de KCl, lors de la cristallisation du gypse au droit d'une interface tapissée d'un tensio-actif agissant comme une membrane tendue, il est probable que des gradients de concentration locaux soient constatés. Ainsi, la membrane étanche à la solution sursaturée de sulfate de calcium joue le rôle de guide pour une cristallisation orientée conduisant à une texture. Les cristaux de gypse se développent donc parallèlement à la membrane ce qui contribue à tapisser les surfaces de bulle. Ceci peut conduire à fermer totalement la surface dans les cas extrêmes.

#### 5. Conclusions

L'introduction d'un tensio-actif dans une suspension de sulfate de calcium affecte la configuration de la matrice de gypse. A fort dosage, le tensio-actif peut directement affecter la cristallisation du gypse, voire son hydratation. En tapissant les interfaces air-fluide au sein des mousses minérales, le tensio-actif joue le rôle d'une paroi guidant la cristallisation du gypse et lui conférant une texture. La méthode de moussage MTF conduit, avec le même dosage en tensio-actif, à une porosité plus élevée mais avec des bulles plus grandes. Elle génère une surface spécifique d'interface plus faible ce qui favorise la concentration du tensio-actif sur les interfaces et donc favorise le phénomène de couchage. Le principe de formation d'une membrane, avec une cristallisation non guidée par la notion de pression de cristallisation, permet également de justifier la forme prise par les cristaux de gypse lorsque des bulles sont au contact. Le rapprochement des membranes de chaque bulle peut conduire localement à l'exclusion de suspension sulfate de calcium. Après durcissement, ceci se traduit par une connexion entre bulles, voire à des structures à barres (figure 5) mécaniquement renforcées par ces surfaces compactes fortement texturées.

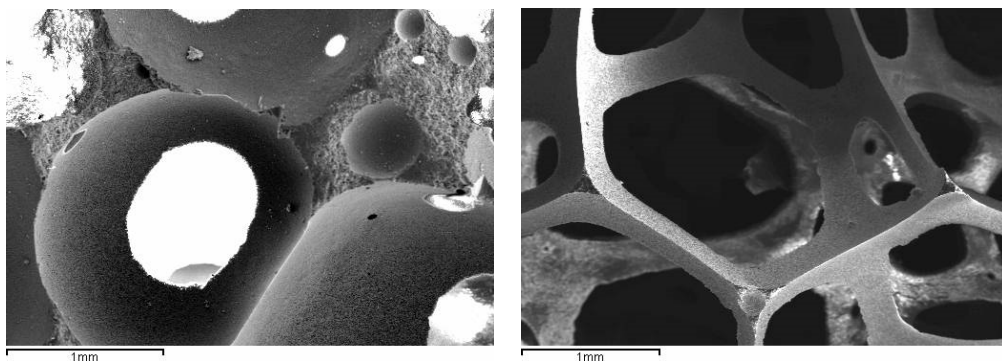


Figure 5. Textures constatées dans le cas de bulles jointives.

#### 6. Bibliographie

- [ARA 12] ARAND B., Réactivité et durabilité à base de sulfate de calcium et de liants minéraux classiques, thèse de doctorat, 2012, INSA de Rennes.
- [SAM 15] SAMSON G., Synthèse et Propriétés des mousses minérales, thèse de doctorat, 2015, INSA de Rennes, France.
- [DES 09] DESARNAUD J. : Mécanisme de Croissance et de dissolution de cristaux de KCl sous Charge : Apport dans la connaissance des mécanismes d'altération des pierres par les sels, thèse de doctorat, 2009, Université Paul Cezanne Aix Marseille III.

---

# Valorisation de déchets minéraux par géopolymérisation

L. Molez<sup>1</sup>, M. B. Diop<sup>2</sup>, M. Ka<sup>3</sup>, C. Lanos<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Univ Rennes, INSA, LGCGM EA 3913 (F-35000 Rennes, France – laurent.molez@insa-rennes.fr)

<sup>2</sup> Institut des Sciences de la Terre (Dakar, Sénégal – mbdiop@ucad.sn)

<sup>3</sup> Univ Rennes, LGCGM EA 3913 (F-35000 Rennes, France – christophe.lanos@univ-rennes1.fr  
moussa.ka@univ-rennes1.fr)

---

**RÉSUMÉ.** La valorisation de différents déchets minéraux par un procédé de géopolymérisation est étudiée. Les géopolymères sont formés à partir des aluminosilicates présents dans les matériaux étudiés. La réaction chimique est activée par ajout de soude. L'effet d'un prétraitement thermique du matériau d'origine est étudié. Les résultats montrent que ce prétraitement n'est pas toujours nécessaire. Les résistances mécaniques obtenues sont suffisantes pour envisager la fabrication de brique. La cure après fabrication est toutefois un paramètre décisif.

**ABSTRACT.** The valorisation of different mineral wastes by a geopolymerization-process is studied. Geopolymers react from the aluminosilicates present in the materials. The chemical reaction is activated by addition of sodium hydroxide. The effect of thermal pretreatment of the original material is studied. The results show that this pretreatment is not always necessary. The mechanical strengths obtained are sufficient to consider the manufacture of brick. The cure after manufacture is however a decisive parameter.

**MOTS-CLÉS :** géopolymères, déchets argileux, sédiments, valorisation, traitement thermique.

**KEY WORDS :** geopolymers, argillaceous wastes, sediment, valorisation, heat treatment

---

## 1. Introduction

Le monde de la construction fait face aujourd'hui à une pénurie de matière première. Les possibilités d'extraction de sable et de gravier se réduisent. De plus, le secteur de la fabrication du ciment est un grand consommateur d'énergie et un grand émetteur de CO<sub>2</sub> [PED 14]. Par ailleurs, il existe partout dans le monde, des quantités très importantes de déchets minéraux, issus de l'industrie minière par exemple, ou du dragage des rivières ou des ports. Certains de ces déchets sont riches en argile et pourraient être exploités pour la fabrication de matériaux à base de géopolymères [BAO 04 ; DIO 08]. Les géopolymères sont des chaînes ou des réseaux de molécules minérales d'aluminosilicates reliées par des liaisons covalentes. Différents géopolymères peuvent être identifiés selon leur unité moléculaire [DAV 89 ; CIO 03] :

- (– Si – O – Al – O –) polysialate avec un ratio moléculaire SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> égal à 2 ;
- (– Si – O – Al – O – Si – O –) polysialatesiloxo avec un ratio moléculaire SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> égal à 4 ;
- (– Si – O – Al – O – Si – O – Si – O –) polysialatedisiloxo avec un ratio moléculaire SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> égal à 6.

Les aluminosilicates tels que la kaolinite réagissent avec l'hydroxyde de sodium (NaOH) entre 100 et 150°C pour polycondenser en un géopolymère basé sur l'hydrosodalite (SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>=2). Le métakaolin et la soude réagissent pour former un polysialatesiloxo (SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>=4). Ces polymères inorganiques ont des compositions chimiques proches de la zéolite A (Na<sub>12</sub> [Al<sub>12</sub>Si<sub>12</sub>O<sub>48</sub>] 27H<sub>2</sub>O) mais n'ont pas de structure cristalline (solide amorphe) [BRE 74 ; DYE 88].

Cet article fait une synthèse des résultats obtenus pour trois matériaux différents :

- Une argile de Niemenike au Sénégal [DIO 11] ;
- Un déchet argileux provenant de l'exploitation de l'attapulгите d'Allou Kagne au Sénégal [DIO 14] ;
- Des sédiments prélevés dans la Rance en France [JAU 10].



argileux peut être envisagé, afin de transformer le kaolin en métakaolin. Après fabrication par compaction dans des moules cylindriques, les éprouvettes sont conservées dans leur moule étanche durant 24h à température ambiante, puis curées à 40°C et 60% d'humidité relative jusqu'à un âge de 60 jours (cure longue) ou à 120°C pendant 24h (cure courte). Des essais de compression uniaxiale sont ensuite réalisés à différentes échéances (Tableau 2).

**Tableau 2 : Récapitulatif des essais réalisés**

Réf.	Matériaux	Solide (% massique)	NaOH (% massique)	Prétraitement thermique	Cure	Échéance des essais
N-C40	Niemenike	80	20	Non	40°C	7, 14, 28, 60j
N-C120	Niemenike	80	20	Non	120°C	6, 12, 24h
N-TC40	Niemenike	80	20	Oui	40°C	7, 14, 28, 60j
N-TC120	Niemenike	80	20	Oui	120°C	6, 12, 24h
AK-C40	Allou Kagne	80	20	Non	40°C	7, 14, 28, 60j
AK-C120	Allou Kagne	80	20	Non	120°C	6, 12, 24h
R-C40	Rance	80	20	Non	40°C	7, 14, 28j
R-TC40	Rance	80	20	Oui	40°C	7, 14, 28j

## 4. Résultats

### 4.1. Géopolymérisation

La géopolymérisation est mise en évidence par l'évolution des résistances mécaniques en compression, les transformations minéralogiques (DRX) et la structuration observée au MEB. Pour l'argile de Niemenike, la résistance à la compression passe de 10 à 13 MPa entre 7 et 14 jours pour la cure lente à 40°C, alors que pour la cure rapide à 120°C, la résistance reste de l'ordre 5 MPa entre 6h et 24h. Pour le déchet argileux d'Allou Kagne, les résistances passent de 13 à 16 MPa entre 7 et 14 jours pour la cure lente et 4 à 24 MPa pour la cure rapide. Pour les sédiments de la Rance, la résistance passe de 4 MPa à 7 jours à 7 MPa à 28 jours. Le durcissement observé est confirmé par la structuration observée au MEB (Figure 4). Nous constatons pour les matériaux de Niemenike et Allou Kagne après 90 jours de réaction à 40°C, une structure très dense. Pour le sédiment de la Rance, nous observons la disparition des amas argileux et l'apparition d'une cristallisation. Les analyses par DRX et les observations MEB montrent la disparition des phases argileuses et l'apparition d'une structure amorphe (exemple de Allou Kagne, Figure 3a, Figure 3b, Figure 4b).

### 4.2. Effet de la cure

La cure thermique (longue à 40°C ou courte à 120°C) a un effet très prononcé sur la formation des géopolymères. Pour l'argile de Niemenike, nous obtenons des résistances supérieures avec la cure longue alors que pour le déchet argileux d'Allou Kagne, les résistances sont bien supérieures pour la cure courte. Nous constatons aussi que la période de durcissement peut être extrêmement longue (au-delà de 90 jours) et que des baisses de résistance peuvent être observées dans certains cas. Cela indique que les réactions chimiques ne sont pas terminées.

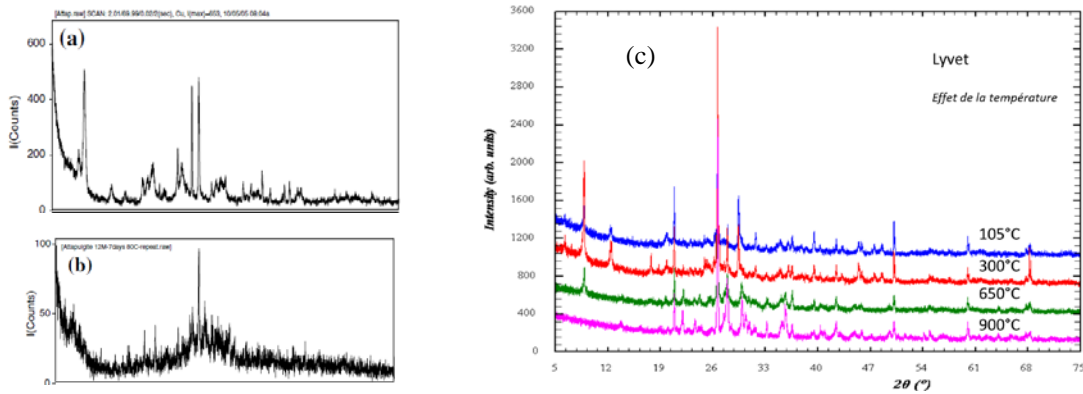
### 4.3. Effet du prétraitement thermique

Le prétraitement thermique a pour effet de transformer la kaolinite en métakaolin par déshydroxylation. Le matériau argileux gagne donc en réactivité chimique. La Figure 3c montre l'effet du traitement thermique à différentes températures (105°C, 300°C, 650°C, 900°C) pour les sédiments de la Rance. Nous pouvons constater que les pics correspondant à la kaolinite disparaissent à partir de 650°C et ceux correspondant à la calcite disparaissent à 900°C.

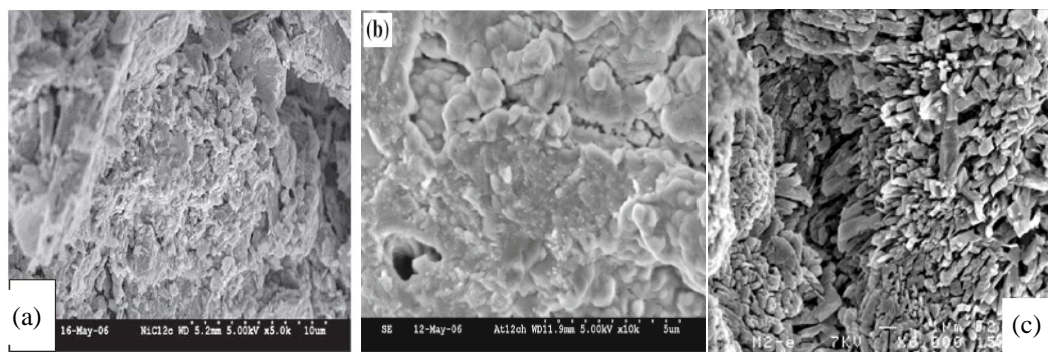
L'effet est toutefois mitigé sur la réactivité de nos différents matériaux. Pour l'argile de Niemenike, nous obtenons des résistances plus faibles (diminution de 13 à 8 MPa) avec le matériau traité thermiquement pour la cure longue, alors que pour la cure rapide, nous observons une augmentation des résistances de 5 à 9 MPa. Pour le sédiment de la Rance, la résistance est doublée lorsqu'on utilise le matériau traité thermiquement. Enfin, c'est pour le déchet argileux d'Allou Kagne non traité thermiquement que nous obtenons les meilleures résistances.

## 5. Conclusions

Les essais réalisés sur trois types de matériaux argileux montrent la possibilité de fabriquer des matériaux de construction similaires à des briques en utilisant un procédé de géopolymérisation. Les résistances mécaniques obtenues sont suffisantes pour ce type de matériau. Nous montrons que la cuisson du matériau d'origine n'est pas forcément nécessaire. La nature minéralogique du matériau est évidemment un paramètre déterminant. Une cure thermique à faible température (40°C ou 120°C) permet d'accélérer les réactions qui peuvent être relativement longues. Cette cure semble être un paramètre extrêmement sensible et des études supplémentaires sont indispensables à ce sujet.



**Figure 3 :** Diagramme de diffraction des rayons X. À gauche : mise en évidence de la géopolymérisation pour le déchet argileux d'Allou Kagne : (a) matériau brut, (b) après 7 jours de murissement. À droite : effet du traitement thermique sur la minéralogie des sédiments de la Rance.



**Figure 4 :** Observation au microscope électronique à balayage. Matériaux transformés. De gauche à droite : Niemenike, Allou Kagne, Rance

## 6. Bibliographie

- [BAO 04] BAO Y., KWAN S., SIEMER D.D., GRUTZECK M.W., (2004). Binders for radioactive waste forms made from pretreated calcined sodium bearing waste (SBW). *Journal of Materials Science* 39 (2), 481–488.
- [BRE 74] BRECK D.W., (1974). Zeolite Molecular Sieves. *John Wiley & Sons*, New York
- [CIO 03] CIOFFI R., MAFFUCCI L., SANTORO L., (2003). Optimization of geopolymer synthesis by calcination and polycondensation of a kaolinitic residue. *Resources, Conservation and Recycling* 40, 27–38.
- [DAV 89] DAVIDOVITS J., (1989). Geopolymers and geopolymeric materials, *Journal of Thermal Analysis* 35, 429–441.
- [DIO 08] DIOP M.B., GRUTZECK M.W., (2008). Sodiumsilicate activated clay brick. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 67, 500–501
- [DIO 11] DIOP M. B., GRUTZECK M. W., MOLEZ L. (2011). Comparing the performances of bricks made with natural clay and clay activated by calcination and addition of sodium silicate, *Applied Clay Science*, 54, 172-178
- [DYE] DYER A., (1988). An Introduction to Zeolite Molecular Sieves. *JohnWiley & Sons*, New York
- [JAU 10] JAUBERTHIE R., RENDELL F., RANGEARD D., MOLEZ L., (2010). Stabilisation of estuarine silt with lime and/or cement, *Applied Clay Science*, 50, 395-400.
- [PED 14] PEDRO D., DE BRITO J., EVANGELISTA L. (2014). Influence of the use of recycled concrete aggregates from different sources on structural concrete, *Construction and Building Materials*, 71: 141-151.



---

# Vieillessement hygrothermique d'un aérogel de silice, évolution des propriétés mécaniques en lien avec les changements de structure et de chimie.

Bruno CHAL<sup>1</sup>, Geneviève FORAY<sup>2</sup>, Lucian ROIBAN<sup>3</sup>, Karine MASENELLI-VARLOT<sup>4</sup>, Jean-Marc CHENAL<sup>5</sup>, Bernard Yrieix<sup>6</sup>

<sup>1</sup> Université de Lyon, MATEIS, UCBL, INSA-Lyon, CNRS UMR5510, F-69621, FRANCE – MATeB, mail : [bruno.chal@insa-lyon.fr](mailto:bruno.chal@insa-lyon.fr)

<sup>2</sup> Université de Lyon, MATEIS, UCBL, INSA-Lyon, CNRS UMR5510, F-69621, FRANCE – MATeB, mail : [genevieve.foray@insa-lyon.fr](mailto:genevieve.foray@insa-lyon.fr)

<sup>3</sup> Université de Lyon, MATEIS, UCBL, INSA-Lyon, CNRS UMR5510, F-69621, FRANCE – MATeB, mail : [lucian.roiban@insa-lyon.fr](mailto:lucian.roiban@insa-lyon.fr)

<sup>4</sup> Université de Lyon, MATEIS, UCBL, INSA-Lyon, CNRS UMR5510, F-69621, FRANCE – MATeB, mail : [karine.masenelli-varlot@insa-lyon.fr](mailto:karine.masenelli-varlot@insa-lyon.fr)

<sup>5</sup> Université de Lyon, MATEIS, UCBL, INSA-Lyon, CNRS UMR5510, F-69621, FRANCE – MATeB, mail : [jean-marc.chenal@insa-lyon.fr](mailto:jean-marc.chenal@insa-lyon.fr)

<sup>6</sup> EDF R&D, MMC, Avenue des Renardières – Ecuelles -77818 MORET SUR LOING, FRANCE - MATeB, mail : [bernard.yrieix@edf.fr](mailto:bernard.yrieix@edf.fr)

---

## RÉSUMÉ

Dans un contexte de réduction des dépenses énergétiques et des émissions de gaz à effet de serre (COP 21, plan climat), la rénovation des enveloppes thermiques du bâti est une étape indispensable (500 000 logements/an à rénover). Dans cette perspective, les superisolants thermiques (PIV, SIPA) viennent en appui des solutions conventionnelles (laine de verre/de roche, PSE, PU...). Ils présentent une faible conductivité thermique (3-20 mW/(m.K)) permettant d'isoler à moindre épaisseur, un atout indispensable en rénovation. Ces solutions, reposant majoritairement sur des silices nanostructurées (poudre ou aérogel), connaissent néanmoins deux freins à leur développement, le manque de connaissance sur la durabilité de ces matériaux et le prix des systèmes commercialisés. Du fait de leurs propriétés structurelles (200 m<sup>2</sup>/g < SSA < 850 m<sup>2</sup>/g ; porosité > 92% ; nano-pores) et chimiques, ces silices sont susceptibles, dans certaines conditions d'exposition (T, HR), de subir un vieillissement thermo-hygrique pouvant éventuellement dégrader leurs propriétés fonctionnelles. Cette étude vise ainsi à comprendre les mécanismes propres aux vieillissements des silices afin d'optimiser les solutions.

## ABSTRACT

In a context where it is necessary to reduce energy consumption and greenhouse gas emissions (COP 21, plan climat), thermal retrofitting of buildings is an inevitable step (500 000 accommodations/year to be retrofitted). To address this challenge, superinsulation materials (VIP, SIAP) come in support of conventional solutions (glass/rock wool, EPS, PU...). They have a low thermal conductivity (3-20 mW/(m.K)), making it possible to insulate suitably with a small thickness. Such a feature is compulsory in retrofitting. Those solutions, which are mainly based on nanostructured silica (powder or aerogel), encounter two obstacles before they can be widespread: the lack of knowledge regarding their durability and the cost of current solutions. Because of their structural (200 m<sup>2</sup>/g < SSA < 850 m<sup>2</sup>/g; porosity > 92%; nano-pores) and chemical properties, they can, in certain conditions (T, RH), be subject to a hydrothermal ageing. Such an occurrence could impaired their properties, including thermal ones. Therefore, this study aims at understanding mechanisms linked to silica ageing (powder and aerogel) as well as their kinetics, in order to optimize cost efficiency ratio.

MOTS-CLÉS : super-isolant, silice, aérogel, durabilité, mécanique, microstructure.

KEY WORDS: superinsulation, silica, aerogel, durability, mechanical properties, microstructure

---

## Introduction

La France s'est engagée au cours de la COP 21 (2015) à travers des objectifs ambitieux, afin de maintenir le réchauffement planétaire en dessous des 2°C, et si possible en dessous des 1.5°C. Pour mener à bien ces objectifs, l'isolation thermique du bâtiment fait partie des enjeux majeurs, dans un contexte où le bâtiment est le premier secteur de dépenses énergétiques, 40% en Europe et 45% à l'échelle de la France, dont les deux tiers sont imputables au secteur résidentiel [ADE 17, GYN 15]. Au sein de ce secteur, le chauffage représente en moyenne 60% des dépenses énergétiques [ADE 17].

Parmi ce marché de masse (objectif de 500 000 réhabilitations thermiques par an entre 2010 et 2030), les super-isolants thermiques viennent en soutien des solutions isolantes traditionnelles (laine de verre/de roche, PSE, PU...). Ils s'en distinguent par une conductivité thermique bien plus faible, permettant d'isoler sans impacter le volume utile. C'est un atout considérable et parfois même indispensable en rénovation du bâtiment. L'efficacité thermique des matériaux superisolants (SIM) repose sur la loi de Knudsen, c'est-à-dire la diminution de la conductivité d'un gaz confiné dans des pores de tailles nanométriques. Les silices nanostructurées sont les matériaux les plus utilisés en super-isolation. Elles se retrouvent dans deux types de produit, les Panneaux Isolants sous Vide (PIV; cœur de silice avec fibres enveloppé dans une barrière protectrice ; 4-8 mW/(m.K)) et les Super Isolants à Pression Atmosphérique (SIPA ; 14-20 mW/(m.K)).

Dans le deux cas (PIV et SIPA), les silices employées présentent des surfaces spécifiques particulièrement élevées (200-850 m<sup>2</sup>/g) et une porosité très importante (> 92%) avec des pores respectivement inférieurs à 250 et 20 nm. Ces caractéristiques structurales couplées à leur chimie de surface sont susceptibles, dans certaines conditions d'exposition (température, humidité), de conduire à un vieillissement thermo-hygrique et donc à une éventuelle dégradation de leurs propriétés. Le développement de ces solutions sur les marchés du bâtiment, du transport et de l'industrie requière de connaître les performances thermiques après 10 à 50 ans de service, ce qui nécessite d'identifier les mécanismes, les couplages et leurs cinétiques. C'est l'objectif de cette thèse. Plus particulièrement, les travaux mis en avant dans ce résumé se focalisent sur l'observation et la compréhension des mécanismes inhérent au changement de propriétés mécaniques d'un aérogel de silice, en lien avec les évolutions de structure et de chimie de surface.

## 1. Matériaux et méthodes

### 1.1. Matériaux et vieillissements accélérés

L'aérogel commercial utilisé dans cette étude se présente sous la forme de grains. Il a été soumis à des vieillissements accélérés en enceintes climatiques, avec un contrôle strict sur la température (70°C) et l'humidité relative (90%), pendant respectivement 96, 192 et 384 jours. Ceci pour segmenter, comprendre les mécanismes.

### 1.2. Méthodes

#### 1.2.1. Porosimétrie mercure – Compression isostatique

La porosimétrie mercure est réalisée sur l'instrument AutoPore IV de Micromeritics. Les échantillons ont subi un prétraitement de 4 heures en étuve à 140°C afin d'aider à la dé-physiosorption des molécules d'eau. Un vide inférieur à 50 µm de mercure a été ensuite obtenu pendant 4 heures avant l'application du mercure. La pression maximale employée est 408 MPa.

La porosimétrie mercure est communément utilisé afin de déterminer des distributions de taille de pores, en s'appuyant sur la relation de Washburn, c'est-à-dire sur le fait que le mercure est un liquide non mouillant et qu'il est nécessaire d'appliquer des pressions successives afin de le faire pénétrer dans une gamme de pores donnée [WAS 21]. Néanmoins, dans le cadre des aérogels de silice, les pores ne sont pas intrudés lors de l'application d'une pression de mercure, tel que démontré par Duffours et al. [DUF 95] ou bien Scherer et al. [SCH 95]. Réaliser une expérience de porosimétrie mercure revient donc à faire de la compression isostatique. Lors de l'application de la pression, les parois des pores sont sujettes au flambement en fonction de leur élancement. Les nanopores peuvent être modélisés par une cage constituée de piliers. En fonction du matériau étudié, il peut y avoir une pression critique, à partir de laquelle un second régime, d'intrusion, est présent. C'est notamment le cas pour les silices en poudre [JUL 11] ou certains xérogels de silice [ALI 01].

#### 1.2.2. Compression œdométrique

La compression œdométrique a été réalisée en utilisant une presse Zwick Roell avec une cellule de force de



500 N et une matrice dédiée (20 mm de diamètre intérieure). Le déplacement est mesuré par l'intermédiaire d'un LVDT. Des essais de charge/décharge ont été réalisés comme suit : remplissage de la matrice par écoulement gravitaire (100 mg) ; Déplacement de la traverse à vitesse imposée (10 mm/min) jusqu'à atteindre 400 Newtons ; Décharge à vitesse imposée (0,3 mm/min). Il est possible d'extraire un module œdométrique en prenant la pente à la décharge sur les dix premiers pourcent (400 N  $\rightarrow$  360 N).

### 1.2.3. Microscopie Électronique en Transmission (MET) et tomographie électronique

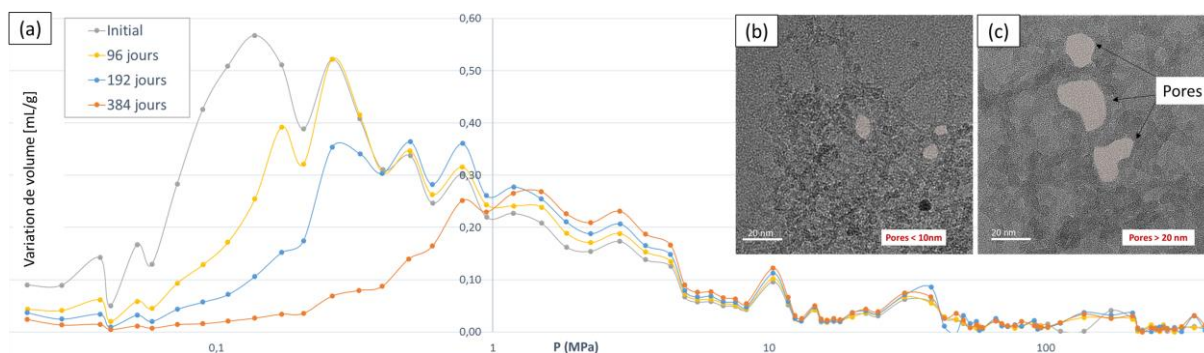
Les acquisitions en transmission électronique ont été réalisées sur l'ETEM Titan de FEI via le CLYM. Les silices (poudre et aérogel) étant particulièrement sensibles à l'irradiation, il est nécessaire de travailler avec un faisceau de faible intensité et sur une faible durée d'exposition. Nous avons utilisé les techniques développées sur les silices par Roiban et al. [ROI 16], notamment pour la tomographie à faible dose.

### 1.2.4. Spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (FTIR)

Les analyses en spectroscopie infrarouge ont été réalisées sur l'appareil is50 de Thermo Fischer Scientific. Différentes méthodes de mesure peuvent être employées : ATR, Transmission (pastille avec ou sans KBr) et Sphère d'intégration (proches infra-rouge).

## 2. Résultats

### 2.1. Comportement mécanique des aérogels de silice avec le vieillissement



**Figure 1.** (a) Porosimétrie mercure réalisés sur des aérogels de silices vieillis à 70 °C et 90 %HR. (b) Micrographie MET d'un aérogel non vieilli. (c) Micrographie MET d'un aérogel vieilli 384 j à 70°C/90%HR

La figure 1 montre les variations de volume vues par les échantillons, vieillis différents temps, lors de l'augmentation de la pression de mercure. Des données relatives à ces essais sont présentées dans le tableau 1. Le vieillissement intervient principalement de trois manières : (a) augmentation de la pression nécessaire à l'initiation de la déformation de la structure ; (b) augmentation de la raideur/diminution de la compressibilité initiale ; (c) diminution de la déformation volumique à 408 MPa. Le retour élastique à la décharge est proportionnel à la déformation subie. L'essentiel de la déformation n'est pas récupéré à pression atmosphérique, montrant la caractère plastique des déformations subies.

**Tableau 1 :** Données relatives aux essais de porosimétrie mercure.

Échantillon	Initial	96 jours	192 jours	384 jours
Variation totale de volume [mL/g]	8.4	6.9	6.2	4.6
Compressibilité initiale [mL/(g.MPa)]	22.5	9.4	5.1	1.4

### 2.2. Évolution de la structure avec le vieillissement

Les figures TEM montre une évolution des tailles de pores avec le vieillissement. Ces résultats sont en bon accord avec des distributions de tailles de pores précédemment obtenues par application de la méthode BJH sur des isothermes de sorption de diazote à 77K [CHA 17].

### 2.3. Évolution de la chimie de surface avec le vieillissement

L'évolution des isothermes de sorption d'eau (à 298.15 K) avec le vieillissement montre une augmentation de l'hydrophilie [CHA 17], et vient renforcer l'hypothèse d'une augmentation relative du nombre de silanol en surface. Des essais réalisés en FTIR appuient également cette observation.

### 3. Discussion

La compression isostatique des aérogels de silice entraîne une déformation élastique mais également une déformation irréversible, qui s'explique notamment par l'interpénétration des « clusters » [DUF 96]. Les silanols, SiOH, en surface des nano-particules, jouent un rôle clé dans lors de la compression isostatique, vont former des ponts siloxanes, SiOSi, et rigidifier la structure. Ceci est prouvé par la spectroscopie [DUF 96] sur un monolithe d'aérogel de silice : le ratio  $I_{\text{SiOH}_{\text{isolés}}}/I_{\text{CH}}$  décroît lorsque la pression maximale appliquée augmente. Nous l'illustrons ici par une mesure mécanique pour comprendre le mécanisme de vieillissement. La compression favorise le rapprochement entre les silanols de différents agrégats et augmente ainsi la probabilité de condensation. Par ce procédé, la connectivité du réseau est accrue et le module mesuré en compression isostatique augmente. De plus, les données physico-chimiques (FTIR, sorption d'eau) montrent une augmentation de l'hydrophilie avec le vieillissement thermohygrique. Les échantillons vieillis, disposant davantage de silanols, sont ainsi plus à même de connaître un renforcement mécanique lors de la compression. La mesure de la contrainte initiale de flambement des piliers de l'ordre de 10 nm (diamètre) augmente pour les échantillons vieillis, traduisant une diminution de leur élancement. Au cours du vieillissement, ce phénomène peut s'expliquer par le renforcement des parois/piliers à travers la coalescence des particules élémentaires, augmentant ainsi leur diamètre. Ces modifications de texture impactent le comportement mécanique et donc potentiellement le comportement thermique (augmentation de la conductivité squelettique), compromettant la durabilité en service.

### 4. Conclusion

Le vieillissement hygrothermique des aérogels de silice conduit à leur renforcement mécanique. À l'échelle de la particule élémentaire, ce dernier s'explique par le renforcement des zones de cou à travers un processus de coalescence. Les piliers résultant de ce processus sont moins élancés, du fait de l'augmentation de la section moyenne, et ainsi plus résistant vis-à-vis du flambement. À plus grande échelle, deux agrégats, s'interpénétrant ou en contact, peuvent se lier si des silanols provenant de chacun des agrégats sont en contact suffisamment longtemps et dans des conditions hygrothermiques permettant leur condensation.

### Bibliographie

- [ADE 17] ADEME, Actualisation du scénario énergie-climat ADEME 2035-2050, 2017.
- [ALI 01] ALIÉ et al., Mercury porosimetry applied to porous silica materials: Successive buckling and intrusion mechanisms, *Colloids Surfaces A Physicochem. Eng Asp.*, vol 187-188, 2001, p. 367-374.
- [CHA 17] CHAL B. et al., "Superinsulation material ageing, characterize by combined sorption analysis and thermal measurements", *13th International Vacuum Insulation Symposium*, Paris, 20-22 septembre 2017, p. 31-32.
- [DUF 95] DUFFOURS L., WOIGNIER T., PHALIPPOU J., Plastic behaviour of aerogels, *J. Non Cryst. Solids.*, 1995, vol 186, 1995, p. 321-327.
- [DUF 96] DUFFOURS L. et al., Irreversible volume shrinkage of silica aerogels under isostatic pressure, *J. Non. Cryst. Solids.*, vol 194, 1996, p. 283-290.
- [GYN 15] GYNTHÉ et al., Energy efficiency trends and policies in the household and tertiary sectors. An analysis based on the ODYSSEE and MURE databases, 2015.
- [JUL 11] JULVE D. et al., Analysis of mercury porosimetry curves of precipitated silica, as an example of compressible porous solids, *J. Non. Cryst. Solids.*, vol 357, 2011, p. 1319-1327.
- [ROI 16] ROIBAN et al., Advanced three dimensional characterization of silica-based ultraporous materials, *RSC Adv*, vol 6, 2016, p. 10625-10632.
- [SCH 95] SCHERER G.W. et al., Compression of aerogels, *J. Non Cryst. Solids.*, vol 186, 1995, p. 316-320.
- [WAS 21] WASHBURN E. W., Note on a method of Determining the Distribution of Pore Sizes in a Porous Material, *Proc. Natl. Acad. Sci. U. S. A.*, 1921, p. 115-116.



Risques et Environnement,  
Analyse de cycle de vie,  
Génie côtier, Génie off-shore

---

# Absorption d'eau par des granulats de béton recyclés modèles immergés dans une pâte de filler

Houda MAIMOUNI<sup>1,2</sup>, Sébastien REMOND<sup>1</sup>, Florian HUCHET<sup>2</sup>, Patrick RICHARD<sup>2</sup>, Vincent THIERY<sup>1</sup>, Yannick DESCANTES<sup>2</sup>

<sup>1</sup> IMT Lille Douai, Univ. Lille, EA 4515 - LGCgE, Département Génie Civil & Environnemental, F-59000 Lille, France

<sup>2</sup> IFSTTAR, MAST dpt, GPEM, CS4, 44344 Bouguenais, France

---

**RÉSUMÉ.** L'intérêt accru pour le recyclage du béton est né d'une volonté d'inscrire le secteur du BTP dans une logique de développement durable. Les granulats de béton recyclés (GBR) sont constitués de granulats naturels et de pâte de ciment adhérente à l'état durci. Ces granulats sont beaucoup plus poreux que les granulats naturels et absorbent une quantité d'eau importante lorsqu'ils sont mélangés avec une pâte de ciment fraîche. L'échange d'eau entre GBR et pâte de ciment à l'état frais modifie l'eau efficace du béton au détriment de ses performances à l'état frais et durci et doit être étudié. Un protocole expérimental original basé sur des mesures d'étalement de mortier est proposé pour suivre le transfert d'eau entre GBR initialement secs et pâte de ciment environnante. Ce protocole est testé sur des sables de pâte de ciment ( $63 \mu\text{m}/4 \text{ mm}$ ) à E/C égal à 0.3, 0.5 et 0.7 immergés dans une pâte de filler. Les résultats montrent que les granulats modèles immergés dans une pâte de filler pendant une période de 90 minutes restent non saturés. Le degré de saturation atteint par les granulats de pâte de ciment augmente avec le E/C de la pâte.

**ABSTRACT.** The increased interest in concrete recycling results from a willingness to reconcile construction industry with sustainability. Recycled concrete aggregates (RCA) consist of a mix of natural aggregates and attached mortar. These aggregates are more porous than their natural counterparts and absorb an important amount of water when mixed to a fresh cement paste. Water exchange between RCA and fresh cement modifies the effective water content of a recycled concrete at the expense of fresh state performances and should therefore be studied. An original testing method based on spread measurements is suggested to follow quantitatively water transfer from a fresh paste to initially dry aggregates. This protocol is tested on cement paste sands ( $63 \mu\text{m}/4 \text{ mm}$ ) with a 0.3, 0.5 and 0.7 W/C immersed in a limestone filler paste. Results show that the cement paste sands remains unsaturated when immersed in a limestone filler paste during 90 minutes. The saturation degree of cement paste sands increases with their water-to-cement ratio.

**MOTS-CLÉS :** sable recyclé, pâte de filler, pâte de ciment, transfert d'eau, absorption, étalement.

**KEY WORDS:** recycled sand, filler paste, cement paste, water transfer, absorption, spread.

---

## 1. Introduction

Les granulats de béton recyclés (GBR) sont constitués d'un mélange intime entre granulats naturels et pâte de ciment adhérente à l'état durci. Les GBR sont beaucoup plus poreux que les granulats naturels et absorbent une quantité d'eau importante lorsqu'ils sont immergés dans l'eau (environ 9% de la masse sèche [1]). L'absorption d'eau par les GBR en phase de malaxage modifie l'eau efficace du béton recyclé et doit être mesurée afin de prédire avec précision le rapport  $E_{\text{eff}}/C$  d'un béton recyclé. L'eau efficace est l'eau totale présente dans le béton diminuée de l'eau absorbée par les granulats. Une mauvaise évaluation de l'absorption d'eau par les GBR se traduit par une mauvaise estimation du rapport  $E_{\text{eff}}/C$  de la matrice cimentaire. Ceci a des conséquences sur la fluidité du béton et sur ses propriétés mécaniques à l'état durci [2]. Pour corriger l'absorption d'eau par les GBR, il est d'usage dans l'industrie de supposer que l'absorption d'eau mesurée selon la norme NF EN 1097-6 est égale à leur absorption en phase de malaxage du béton. Or, LE et al. [1] montrent que les GBR absorbent dans une pâte de ciment une quantité d'eau inférieure à leur absorption normalisée ( $WA_{24h}$ ).

L'objectif de ce travail est de répondre à la problématique de suivi de transfert d'eau entre matrice cimentaire à l'état frais et granulats de béton recyclé initialement secs au cours du malaxage. Premièrement, les matériaux modèles et protocoles utilisés seront présentés. La méthode expérimentale mise au point pour mesurer l'absorption d'eau par des granulats modèles immergés dans une pâte sera ensuite présentée. La dernière partie

sera dédiée à la présentation des résultats de mesures d'étalement des mortiers contenant les granulats modèles et d'absorption de ces granulats immergés dans la pâte. Les conclusions et perspectives de ce travail seront enfin présentées.

## 2. Matériaux et méthodes

### 2.1. Matériaux

Les GBR modèles sont constitués de 3 sables de pâte de ciment mures concassées à E/C égal à 0,3, 0,5 et 0,7 (notés respectivement SPC3, SPC5 et SPC7). Pour cela, un ciment CEMI 52,5N de l'usine Lafarge est utilisé. Les sables récupérés ont des courbes granulométriques similaires et une taille comprise entre 63  $\mu\text{m}$  et 4 mm avec un diamètre médian  $d_{50}$  autour de 2 mm. Une pâte de filler modélise la pâte de ciment fraîche pendant la période dormante. Le filler utilisé est un filler calcaire Betocarb HP-OG (Omya, Orgon). L'homogénéité des pâtes de ciment préparées a été vérifiée et les caractéristiques des SPC sont donc mesurées sur la fraction (4 mm/10 mm) selon la norme NF EN 1097-6 et par porosimétrie au mercure (**Tableau 1**). Ici, La masse volumique réelle est le rapport entre masse sèche et volume solide plus volume des pores, y compris celui des pores non accessibles.

**Tableau 1.** Absorption d'eau, porosité et masse volumique réelle de granulats de pâte de ciment (4/10 mm) à différents E/C mesurées selon la norme NF EN 1097-6. Porosité et masse volumique réelle des pâtes de ciment mesurées avec le porosimètre à intrusion de mercure (MIP). L'écart-type est calculé à partir de 3 mesures répétitives.

E/C	NF EN 1097-6			MIP	
	WA <sub>24</sub> (%)	Porosité (%)	$\rho_{\text{rd}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Porosité (%)	$\rho_{\text{rd}}$ (g/cm <sup>3</sup> )
0.3	12.9±0.4	25.1±0.5	1.9±0.0	13.2±0.4	1.9±0.0
0.5	23.9±0.2	37.4±0.2	1.6±0.0	23.7±1.7	1.6±0.0
0.7	35.6±0.7	47.1±0.5	1.3±0.0	34.0±0.8	1.3±0.0

### 2.2. Préparation des mortiers

Trois séries de mortiers sont préparées pour étudier l'absorption d'eau par les sables SPC3, SPC5 et SPC7 immergés dans une pâte de filler. La composition des mortiers est présentée sur le **Tableau 2**. L'eau efficace des mortiers à un instant  $t$  ( $E_{\text{eff}}(t)$ ) est la somme de l'eau efficace théorique ( $E_{\text{eff,th}}$ ) et l'eau d'ajustement prévue ( $E_{\text{aj}}$ ) pour atteindre le rapport ( $E_{\text{eff}}/F$ ) voulu. Avant le premier contact des granulats avec la pâte de filler ( $t=0$ ), l'eau efficace est juste égale à l'eau de gâchage. Le volume du SPC, la masse de filler et la quantité d'eau efficace théorique sont maintenus constants dans toutes les formulations. L'eau efficace est ajustée en fonction de la teneur en eau du SPC et du rapport  $E_{\text{eff}}/F$  visé. Pour les mortiers fabriqués avec sables secs, l'eau d'ajustement est égale à l'eau absorbée par le SPC selon la norme NF EN 1097-6 ( $E_{\text{aj}}=WA_{24h}m_{\text{SPC}}$ ).  $WA_{24h}$  et  $m_{\text{SPC}}$  sont respectivement le coefficient d'absorption normalisé et la masse sèche du SPC. Pour les mortiers fabriqués avec sables saturés, l'eau d'ajustement est une fraction comprise entre 0 et 50% de l'eau absorbée. L'appellation des mortiers fait référence à l'état de saturation du SPC, le rapport E/C du SPC et la quantité d'eau d'ajustement. Par exemple, D/3 est un mortier fabriqué avec SPC3 sec. S/5/10 est un mortier fabriqué avec SPC5 à l'état initialement saturé, l'eau efficace à  $t=0$  est égal à l'eau efficace théorique plus 10% de l'eau absorbée normalisée. Le diamètre d'étalement des mortiers préparés est mesuré à 6, 15, 30, 45, 60, 75 et 90 minutes à partir du début du malaxage. Avant chaque mesure d'étalement, le mortier est malaxé pendant 4 minutes à 63 trs/min. Un cône MBE est utilisé pour mener les mesures d'étalement selon le protocole décrit dans [3]. L'essai de suivi d'étalement est répété 3 fois sur les mortiers D/3, S/3, D/5, S/5, D/7, S/7 et seulement une fois pour le reste des mortiers.

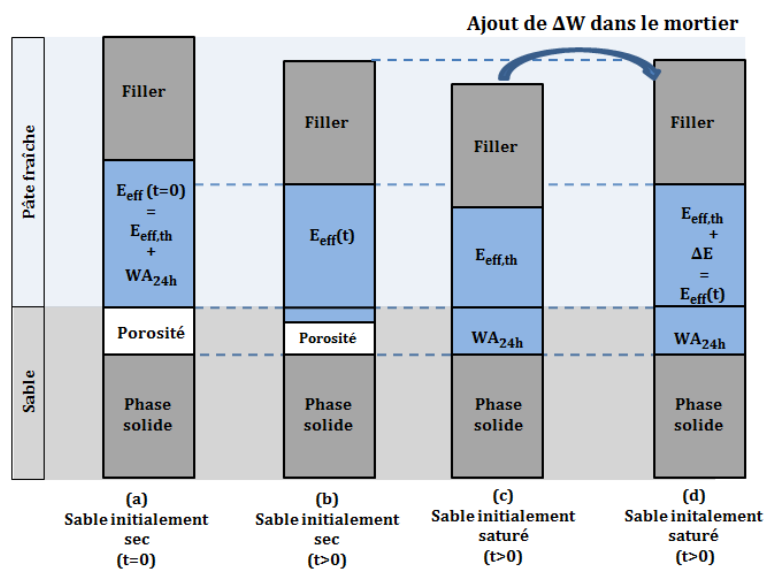
### 2.3. Protocole de suivi de transfert d'eau de la pâte de filler fraîche vers les granulats initialement secs

Le protocole de suivi de transfert d'eau d'une pâte de filler fraîche vers des granulats initialement secs est schématisé sur la Figure 1. Deux échantillons identiques du sable testé sont incorporés dans deux mortiers soit à l'état sec (a) soit à l'état saturé (b). Les deux mortiers ont des compositions identiques et diffèrent uniquement sur l'emplacement de l'eau d'absorption qui est présente initialement dans la pâte pour le mortier (a) et dans la porosité interne des granulats pour le mortier (b). Dès le premier contact des granulats secs avec la pâte, une fraction d'eau migre de la pâte vers la porosité interne des granulats initialement secs. La fraction d'eau absorbée est déterminée en rajoutant au mortier fabriqué avec sable saturé (c) la quantité d'eau  $\Delta W$  nécessaire pour donner à ce mortier le même diamètre d'étalement que celui du mortier (b) au même instant  $t$ . Si les mortiers (b) et (d) présentent le même diamètre d'étalement, nous déduisons que les deux mortiers ont la même quantité d'eau

efficace. Ensuite, connaissant l'eau totale du mortier (b), l'eau absorbée par les granulats peut être calculée par différence.

**Tableau 2.** Compositions de mortiers.  $m_{CPS}$ ,  $F$ ,  $E_{eff}$  et  $E_{CPS}$  sont respectivement la masse de sable modèle, la masse de filler, l'eau efficace et l'eau contenue dans la porosité du sable à  $t=0$ .

		$m_{CPS}(g)$	$F(g)$	$E_{eff}(t=0)(g)$	$E_{abs}(t=0)(g)$
Series I	D/3	650	689	408	0
	S/3	650	689	324	84
	S/3/10	650	689	332	84
	S/3/20	650	689	340	84
	S/3/30	650	689	349	84
	S/3/40	650	689	357	84
Series II	S/3/50	650	689	366	84
	D/5	529	689	450	0
	S/5	529	689	324	126
	S/5/10	529	689	336	126
	S/5/20	529	689	349	126
	S/5/30	529	689	362	126
Series III	S/5/40	529	689	374	126
	S/5/50	529	689	387	126
	D/7	447	689	483	0
	S/7	447	689	324	159
	S/7/10	447	689	340	159
	S/7/20	447	689	356	159
Series III	S/7/30	447	689	371	159
	S/7/40	447	689	387	159
	S/7/50	447	689	403	159



**Figure 1.** Illustration schématique de la méthode de suivi de transfert d'eau de la pâte de filler fraîche vers les granulats initialement secs.

### 3. Résultats et conclusions

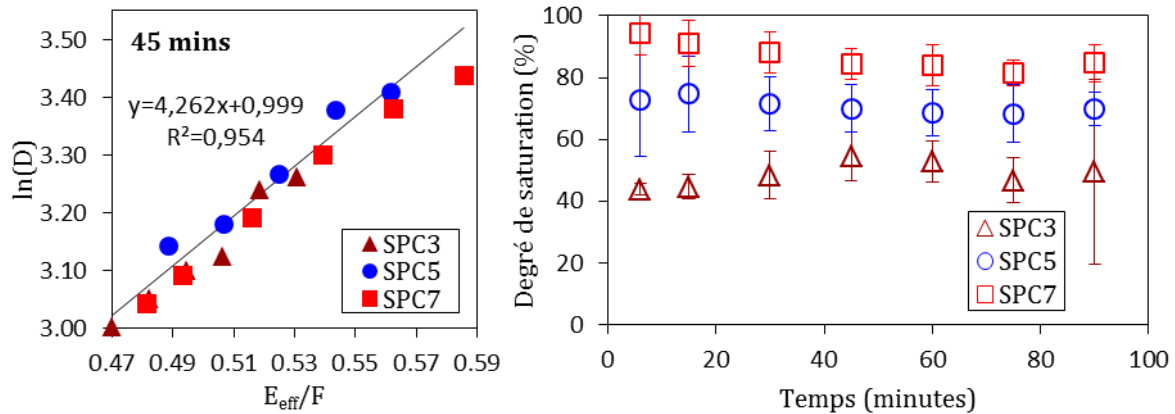
Nous supposons que le sable initialement saturé échange une quantité d'eau négligeable avec la pâte de filler fraîche. Comme l'eau efficace est le seul paramètre qui varie entre les mortiers à base de sables saturés, nous analysons la variation du diamètre d'étalement de ces mortiers en fonction du rapport  $E_{eff}/F$  à chaque échéance de mesure. Sur la Figure 2 (gauche) on peut observer que la variation du logarithme du diamètre d'étalement ( $\ln(D)$ ) en fonction de  $E_{eff}/F$  est linéaire. Cette tendance est observée à chaque instant de mesure quelle que soit la nature du SPC ( $R^2$  compris entre 0.94 et 0.97). La relation empirique entre  $\ln(D)$  et  $E_{eff}/F$  s'écrit :

$$\ln(D) = a(E_{eff}/F) + b \quad (1)$$

a et b sont les coefficients de la droite de régression de  $\ln(D)$  en fonction de  $E_{\text{eff}}/F$  et dépendent de l'échéance de mesure. Connaissant le diamètre d'étalement du mortier fabriqué avec SPC initialement sec à chaque instant t, le rapport  $E_{\text{eff}}/F$  de ce mortier peut être calculé selon l'équation (1). Enfin, l'eau absorbée par le SPC ( $E_{\text{abs}}$ ) peut être déduite de l'eau totale (2). Le degré de saturation des SPC est le rapport entre la quantité d'eau absorbée par le SPC à chaque instant t et la quantité d'eau absorbée normalisée ( $m_{\text{CPS}}WA_{24h}$ ) et s'écrit:

$$E_{\text{abs}} = E_{\text{tot}} - E_{\text{eff}} = E_{\text{tot}} - F(\ln(D) - b)/a \quad (2)$$

$$S(\%) = E_{\text{abs}} / (m_{\text{CPS}}WA_{24h}) \quad (3)$$



**Figure 2.** Logarithme du diamètre d'étalement mesuré à 45 minutes en fonction du rapport  $E_{\text{eff}}/C$  pour les mortiers incorporant SPC3, SPC5 et SPC7 à l'état saturé (gauche). Evolution temporelle du degré de saturation des SPC initialement secs immergés dans une pâte de filler (droite)

La Figure 2 (droite) montre l'évolution temporelle du degré de saturation des SPC initialement secs. L'absorption d'eau par les sables étudiés est très rapide entre 0 et 6 minutes puis atteint un plateau après 6 minutes. Ce plateau est confirmé par une analyse statistique de la pente de variation du degré de saturation. Nous observons également que le degré de saturation reste inférieur à 100% pour les trois sables et augmente avec le E/C de la pâte de ciment constituant les SPC. Plusieurs hypothèses peuvent être proposées pour expliquer l'augmentation du degré de saturation avec le E/C. Si le SPC n'atteint pas la saturation à cause de l'occlusion des pores par des grains de filler, on pourrait s'attendre à ce que ce phénomène ralentisse davantage l'absorption lorsque les pores sont petits. Or il est connu que la taille moyenne des pores des pâtes de ciment pures augmente avec le E/C. Ceci pourrait expliquer les degrés de saturation plus élevés pour les SPC ayant un E/C plus grand. Une deuxième hypothèse pour expliquer cette tendance est l'augmentation de la connectivité du réseau poreux du SPC avec le E/C qui pourrait favoriser un transfert d'eau plus rapide de la pâte de filler vers la porosité interne du SPC.

En conclusion, un protocole expérimental de mesure d'absorption d'eau par un sable fin est mis au point. Ce protocole est testé sur trois sables de pâte de ciment homogènes à E/C égal à 0.3, 0.5 et 0.7. L'examen du diamètre d'étalement des mortiers fabriqués avec ces sables initialement saturés en variant uniquement l'eau efficace permet d'établir une relation empirique entre étalement et rapport  $E_{\text{eff}}/F$ . Ensuite, la mesure du diamètre d'étalement du mortier fabriqué avec sable sec permet de déduire la quantité d'eau absorbée par le sable sec à l'échéance de mesure. Les résultats montrent que le degré de saturation des SPC est d'autant plus grand que leur porosité est grande et reste inférieur à l'unité. En perspective, ce protocole peut être testé sur des granulats homogènes initialement partiellement saturés ou des GBR industriels.

## Références

- [LE 16] LE, T., REMOND, S., Le SAOUT, G., & GARCIA-DIAZ, E. (2016). Fresh behavior of mortar based on recycled sand—Influence of moisture condition. *Construction and Building Materials*, 106, 35-42.
- [POO 04] POON, C. S., SHUI, Z. H., LAM, L., Fok, H., & KOU, S. C. (2004). Influence of moisture states of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete. *Cement and concrete research*, 34(1), 31-36.
- [ROU 05] ROUSSEL, N., & COUSSOT, P. (2005). "Fifty-cent rheometer" for yield stress measurements: from slump to spreading flow. *Journal of rheology*, 49(3), 705-718.



---

# Estimation des dommages pour les conduites souterraines suite aux séismes

SOULIMANE ilyas <sup>1</sup>, AMEUR mourad <sup>1</sup>

<sup>1</sup> RISAM Research Laboratory, Faculté de Technology,

Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie

s-ilyes@hotmail.fr

---

*RÉSUMÉ. L'estimation du risque sismique pour les conduites enterrées est très importante pour la sécurité de la population, puisqu'elles transportent des matières inflammables, ces conduites représentent des structures continues. Cette vulnérabilité se mesure par le taux de réparation RR (Repair Rate) qui traduit le nombre de réparations par kilomètre suite à un séisme. L'objectif de ce papier est de proposer une relation de dommage des conduites enterrées noté RR à partir des équations de prédiction de mouvement de sol (GMPE) ayant pour limite de validité la magnitude de moment entre 5 et 7.5, la distance Joyner & Boore allant jusqu'à 100 kilomètres et la prise en compte de l'effet de site. Ce travail consiste à utiliser les modèles d'estimations de dommages des conduites enterrées par l'un des paramètres de mouvement de sol à l'issue de nombreux séismes enregistrés. Les résultats obtenus montrent que la méthodologie développée conduit à des résultats intéressants.*

*ABSTRACT. The seismic risk estimate for buried pipelines is very important for the safety of the population because they carry flammable materials, these pipes represent continuous structures. This vulnerability of pipelines is measured by RR (Repair Rate) which reflects the number of repairs per kilometer following an earthquake.*

*The objective of this paper is to propose a damage relation of the buried pipes noted RR from the Ground Motion Prediction Equations (GMPE) having for limit of validity the magnitude of moment between 5 and 7.5, the distance of Joyner & Boore up to 100 kilometers and taking into account the site effect. In this work, we used models of damage estimates of the buried pipes by one of the ground motion parameters from many recorded earthquakes. The results obtained show that the methodology developed leads to interesting results.*

*MOTS-CLÉS : Conduite enterrées- vulnérabilité sismique- accélération maximale du sol (PGA), vitesse maximale du sol (PGV), taux de réparation RR.*

*KEY WORDS: Buried pipe- Seismic vulnerability- peak ground acceleration (PGA), peak ground velocity (PGV), repair rate RR.*

---

## 1. Introduction

Notre étude a pour objectif de mettre en évidence une relation de dommage des conduites à travers le paramètre Repair Rate (RR) (ou Taux de Réparation). Les détails concernant cette méthode seront développés dans ce qui suit. L'approche actuellement utilisée pour l'ensemble de ces méthodes va permettre de mettre en évidence la problématique posée dans le présent travail de recherche.

## 2. Historique d'estimation du dommage des conduites enterrées

Le rapport entre les dommages des conduites enterrées et les paramètres d'intensité des mouvements du sol a été étudiée depuis le milieu des années 1970. Dans la littérature on trouve une liste détaillée concernant les modèles mis en place pour la détermination du RR en fonction du GMP (Ground Motion Parameters). [Bal 90] [NYM 84] [TOP 07] [PIT 14]

## 3. Analyse critique des modèles d'estimation du paramètre RR

### 3.1 Disparité des valeurs de RR à partir d'une même GMPE

Les études abordées dans la section précédente montre clairement que les résultats des estimations de RR varient d'une approche à une autre quel que soit le paramètre de prédiction considéré à savoir PGA, PGV, MMI ou autres.

La figure 1 donne un aperçu sur cette disparité d'estimations [TRO 04]. Dans certains intervalles des GMPE, les valeurs de RR sont très proches et pour d'autres les valeurs divergent en fonction des approches de prédiction utilisées. Les flèches renvoient à la limite d'applicabilité d'une relation donnée, approximée à partir de la connaissance de l'ensemble de données dont elle provient.

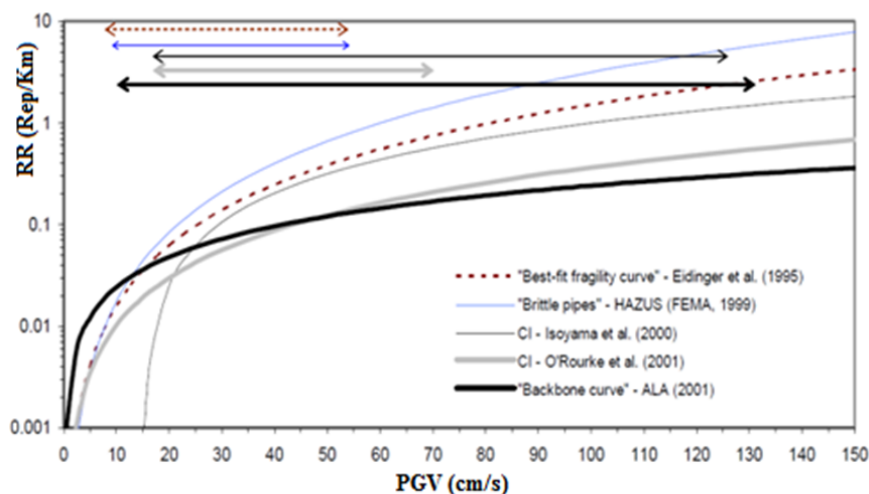


Figure. 1 : Comparaison des taux de réparations en fonction du PGV

## 4. Problématique

A la lumière de ce qui précède, il s'avère clairement qu'on cherche un consensus autour de la meilleure méthode d'estimation du RR, étant donné qu'il existe un nombre considérable de corrélations et que certains auteurs ont pour la même base de données établie plusieurs relations. [EID 01] Le point commun entre les différentes méthodes d'estimation du RR réside dans le fait que les résultats sont fonction d'un GMP. La question qu'on se pose est donc, pour un GMP donné, quelle relation doit-on utiliser ? En effet, cette dernière requiert des données pour l'identification d'une relation. [SOU 15] L'objectif principal du présent travail de recherche vise à mettre en place une relation de dommages globale liés aux conduites souterraines sans la considération du type de matériaux ni les diamètres des conduites ou types de joints et cela en considérant le paramètre PGV comme indicateur de mouvement de sol.

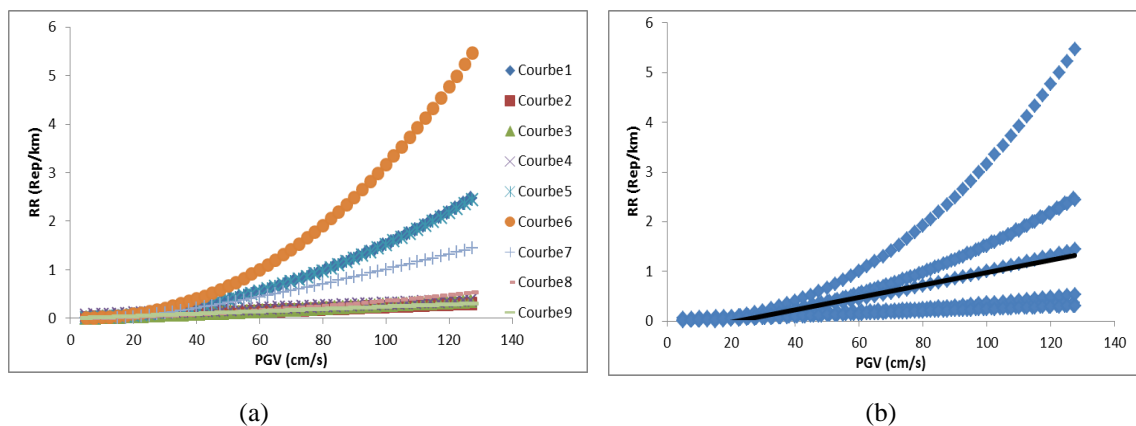
## 5. Présentation des résultats

Le travail consiste à prendre toutes les équations de prédiction de dommages des conduites enterrées en fonctions d'un seul paramètre de mouvement de sol à savoir PGA, PGV, MMI ou autres. Dans cette étude seulement les relations qui sont fonctions de PGV seront étudiées ; Pour une raison de collecte d'un maximum d'équations des taux de réparations des conduites nous avons considéré des relations présentant le taux de dommages avec différentes unités pour les RR à savoir (Rep/Km), (Rep/1000 pieds)... et pour les PGV (cm/s), (inch/sec)... Nous avons bien entendu fait les conversions nécessaires afin d'obtenir une compatibilité concernant les résultats.

Le tableau 1 présente les relations proposées par un nombre d'auteurs liés aux numéros de courbes représenté dans la figure 2 (a), par la suite toutes ces relations sont considérées comme une seule équation sous forme de nuage de points via la figure 2 (b), afin de tracer une courbe de tendance linéaire, de puissance ou polynomiale en fonction de l'allure du nuage de points qui représente notre base de données globale.

**Tableau 1.** Relations de dommages de conduites en fonction de PGV

N° de la courbe	Auteurs (Enquêteurs)	RR= f(PGV)
1	Eidinger et autres (1995)	$3.2 \cdot 10^{-4} \cdot PGV^{1.98}$
2	"ALA" Eidinger, J. et al. (2001)	$0.00187 \cdot PGV$
3	"ALA" Eidinger, J. et al. (2001)	$0.00108 \cdot PGV^{1.173}$
4	"ALA" Eidinger, J. et al. (2001)	$0.01427 + 0.001938 \cdot PGV$
5	Eidinger et autres (1998)	$0.0001658 \cdot PGV^{1.98}$
6	O'Rourke et Ayala (1993)	$0.0001 \cdot PGV^{2.25}$
7	Isoyama et autres (2000)	$3.11 \cdot 10^{-3} \cdot (PGV - 15)^{1.3}$
8	O'Rourke et autres (2001)	$e^{1.55 \cdot \ln(PGV) - 8.15}$
9	"ALA" Eidinger, J. et al. (2001)	$0.002416 \cdot PGV$



**Figure 2.** Taux de dommages des conduites pour différents auteurs en fonction de PGV

Ceci dit que le choix du type de régression est fait suivant le coefficient de corrélation afin d'avoir un minimum d'incertitudes. Pour notre cas nous avons choisi une courbe de tendance de type linéaire qui est la suivante :

$$y = 0.0125 \cdot x - 0.27 \quad [1]$$

Cette forme nous a permis de proposer une relation de dommage des conduites générale, avec le RR qui représente le nombre de réparation par kilomètre de conduites et le PGV en cm/s :

$$RR = 0.0125(PGV) - 0.27 \quad [2]$$

L'écart type pour ce modèle est de l'ordre de 0.52. Cette incertitude est relativement plus petite par rapport à d'autres résultats obtenus dans des études antérieures. Il est possible de prendre en considération les incertitudes relatives aux taux de réparations et des GMPE. [SOU 17] Nous avons obtenus d'autres relations de dommage avec des écarts type plus élevé.

## 6. Conclusion

Ce travail nous a permis de mettre en évidence une méthode classique d'estimation de la vulnérabilité des conduites à travers le paramètre RR en utilisant un seul paramètre de mouvement de sol (PGV). L'analyse critique de l'approche actuellement utilisée pour cette méthode ne prend pas en compte l'incertitude inhérente des GMPE. De plus l'utilisation d'autres formules d'estimation de la vulnérabilité des conduites peut pertinemment diminuer l'incertitude du modèle. Ces deux points vont sûrement influencer la variation du RR.

## 7. Perspectives

Ces études permettent de faire des estimations de dommage des conduites sans avoir recours à des études préalables pour le choix d'une des relations d'estimation du RR disponible dans la littérature. Plusieurs améliorations peuvent être envisagées. On commencera par la nécessité d'incorporer le type de conduites. On pourra par ailleurs penser à établir une base de données qui servira à identifier le RR directement à partir des données sismiques et de site en utilisant les réseaux de neurones. Proposition d'autres relations d'estimation de RR en utilisant les déplacements et les accélérations du sol (PGD et PGA).

## 8. Références

- [EID 01] Eidinger, J. et al. (2001). Seismic fragility formulations for water systems, Part 1 - Guideline. American Lifelines Alliance, G&E Engineering Systems Inc.
- [NYM 84] Nyman, D. J. (1984). Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems. American Society of Civil Engineers, New York, 473 p., with the ASCE Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, D. J. Nyman, Principal Investigator.
- [SOU 17] Soulimane, I. et Zendagui, D. (2017). Assessing Earthquake Damage For Gas Distribution Networks: Uncertainty Analysis Application In Tlemcen (Algeria). International Journal of Geomate 12(29): 171-177.
- [SOU 15] Soulimane, I., Zendagui, D. et al (2015) Influence des modèles d'atténuation sur l'estimation du risque sismique associés aux conduites. Colloque national AFPS 2015, Champs-sur-Marne (France).
- [TOP 07] TOPRAK, S. ET TASKIN, F. (2007). ESTIMATION OF EARTHQUAKE DAMAGE TO BURIED PIPELINES CAUSED BY GROUND SHAKING. NATURAL HAZARDS 40(1): 1-24.
- [BAL 90] Ballantyne, D. B. Earthquake loss estimation modeling of the Seattle water system, Report to the U.S. Geological Survey, Federal Way, WA. 1990
- [PIT 14] Pitalakis, K., Crowley, H. et al. SYNER-G: Typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk: buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities, Springer Science & Business Media. 2014
- [TRO 04] Tromans, I. J. Behaviour of buried water supply pipelines in earthquake zones, PhD thesis, Imperial College London. 2004

---

# Formulation d'un éco-matériau à base de ciment phospho-magnésien : effet de la présence de fines

M. De Campos<sup>1</sup>, M. Rivenet<sup>1</sup>, J. Garcia<sup>2</sup>, C. A. Davy<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Univ. Lille, ENSCL, Centrale Lille, Univ. Artois, CNRS, UMR 8181 - UCCS - Unité de Catalyse et Chimie du Solide, F-59000 Lille, France (courriel : matthieu.de-campos@univ-lille1.fr)

<sup>2</sup>Orano Group, R&D, 1, Place Jean Millier, 92084 Paris La Défense, France

---

**RÉSUMÉ.** Les matrices phospho-magnésiennes (MKP pour Magnesium, potassium, K, Phosphate cements en anglais) sont des alternatives écologiques crédibles aux pâtes de ciment Portland, grâce à un temps de prise rapide et à une résistance à la compression élevée à court terme. Toutefois, à la stœchiométrie (i.e. avec un rapport molaire Mg/P de 1), la pâte présente un gonflement significatif. Ce gonflement diminue avec l'augmentation du rapport Mg/P. Ainsi, la littérature rapporte de nombreux travaux à des (Mg/P) très supérieurs à 1. Notre étude analyse le remplacement du MgO sur-stœchiométrique par des fines, de granulométrie et de finesse variables, utilisées pour améliorer à terme les performances mécaniques et la durabilité du MKP. De façon originale, la rhéologie des pâtes cimentaires est mesurée via des micro-essais d'étalement. Les avantages de cette méthode sont sa rapidité et la diminution des quantités de matières premières utilisées. Les premiers résultats donnent le rapport seuil fines/ciment (F/C) au-delà duquel le gonflement du MKP stœchiométrique disparaît.

**ABSTRACT.** Magnesium, potassium, K, Phosphate cements (MKP) are promising durable alternatives to Portland cement pastes, owing to their fast setting time and to a high short term compressive strength. However, in stoichiometric proportions (Mg/P=1), the cement paste swells significantly. This swelling decreases with increasing (Mg/P). The literature reports a number of studies at (Mg/P) significantly higher than 1. Our research presents the replacement of over-stoichiometric MgO by fillers of varying granulometry and fineness, which are used to improve, on the mid-term, the mechanical performance and the durability of MKP mortars. Paste rheology is measured with original micro-slump tests, which are fast, and allow to use small amounts of raw materials. First results provide the threshold mass ratio (F/C) of fines/cement above which swelling of stoichiometric MKP cement is eliminated.

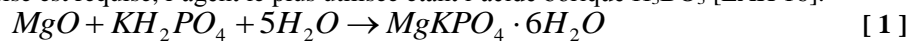
**MOTS-CLÉS :** Ciment phospho-magnésien, Formulation, Rhéologie, Test au micro-cône, Ouvrabilité, Fines.

**KEY WORDS:** Magnesium phosphate cement, Formulation, Rheology, Micro-slump test, Workability, Filler.

---

## 1. Introduction

Les préoccupations environnementales actuelles imposent de diminuer les émissions de gaz à effet de serre. C'est dans ce contexte que l'industrie des matériaux de construction se tourne vers des liants alternatifs émettant moins de CO<sub>2</sub> lors de leur fabrication [WAL 16]. Les ciments phospho-magnésiens (MKP) répondent à ces préoccupations. En effet, la production des matières premières demande moins d'énergie que les ciments Portland, et ils présentent de nombreux avantages : un temps de prise rapide, une résistance à la compression élevée au jeune âge et une bonne stabilité chimique [CHA 11]. Ces caractéristiques en font un matériau de choix pour les réparations routières et pour la solidification/stabilisation de matières dangereuses [WAG 99]. Les ciments MKP sont des matériaux inorganiques constitués de liaisons phosphate. Leur formation provient d'une réaction acide-base entre MgO et KH<sub>2</sub>PO<sub>4</sub> selon l'équation de réaction [1]. Le produit de réaction est la K-Struvite de formule MgKPO<sub>4</sub>·6H<sub>2</sub>O (voir réaction ci-dessous). Du fait de son temps de prise rapide, l'utilisation de retardateurs de prise est requise, l'agent le plus utilisée étant l'acide borique H<sub>3</sub>BO<sub>3</sub> [LAH 16].



Cette réaction est caractérisée par un rapport molaire Mg/P de 1 et un rapport massique eau sur ciment E/C (C = MgO + KH<sub>2</sub>PO<sub>4</sub>) de 0,51. Toutefois, ces caractéristiques ne sont pas respectées dans la majeure partie des travaux de la littérature : la matrice phospho-magnésienne formulée à la stœchiométrie présente un gonflement lors de la prise. Ainsi, d'après les travaux de Weill et Badick [WEI 88], si la quantité de MgO est trop faible, il peut rester des phosphates solubles dans la matrice, ce qui provoque son instabilité (*i.e.* un gonflement, via la formation d'hydrates de phosphate de potassium notamment). D'après les travaux de Ma et al. [MA 14], le Mg/P optimal est de 6. Ce rapport permet d'obtenir des pâtes cimentaires ne gonflant pas et ayant une résistance mécanique en compression de l'ordre de 70 MPa à 28 jours (pour un E/C de 0,2). Une alternative pour diminuer la demande en matière première (*i.e.* MgO) est de mélanger des fines à la matrice stœchiométrique [CAU 14]. Les fines introduites joueraient alors le rôle du MgO sur-stœchiométrique. Cependant, aucune étude systématique portant sur l'effet des fines sur la matrice phospho-magnésienne stœchiométrique n'existe à notre connaissance. C'est ce que nous proposons ici, par une étude à l'état frais (étalement) et par les premiers résultats à l'état durci (présence ou non de gonflement, thermogravimétrie).

## 2. Matériaux et méthodes

### 2.1. Matières premières et proportions de mélange

Les réactifs utilisés dans cette étude sont de l'oxyde de magnésium MgO de type *hardburnt* (MAGCHEM 10 CR de Maf Magnesite BV ; pureté : 98,3% ; d<sub>50</sub> (en nombre) = 13,95 μm), le di-hydrogénophosphate de potassium KH<sub>2</sub>PO<sub>4</sub> de grade analytique (Acros Organics ; pureté : 98%), l'acide borique H<sub>3</sub>BO<sub>3</sub> de grade analytique (VWR ; pureté : 100%) et l'eau déionisée. Les caractéristiques (composition, granulométrie en nombre et surface spécifique) des fines utilisées sont présentées dans le Tableau 1. La formulation de référence est une matrice MKP de paramètres : Mg/P = 1 ; 3% en masse de H<sub>3</sub>BO<sub>3</sub> par rapport à la masse de ciment et un rapport massique fines sur ciment (F/C) variant de 0,4 à 1,5, ceci dans l'optique d'obtenir un affaissement de la matrice au final. Ces formulations ont été testées à des E/C de 0,51 et 0,56 pour maintenir l'ouvrabilité. Le protocole de formulation est le suivant : homogénéisation des poudres pendant 2 minutes par agitateur vortex, ajout de la quantité d'eau en fonction du rapport E/C utilisé, homogénéisation de pâte par agitateur vortex pendant 2 minutes. Les mesures d'étalement sont répétées trois fois. Le temps de prise est de l'ordre de quelques heures.

**Tableau 1.** Propriétés physico-chimiques des fines utilisées (d<sub>10</sub>, d<sub>50</sub>, d<sub>90</sub> sont indiqués en nombre ; SS : surface spécifique mesurée par sorption/désorption d'azote)

	Composition chimique (% massique)								d <sub>10</sub>	d <sub>50</sub>	d <sub>90</sub>	SS
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	CaCO <sub>3</sub>	MgO	TiO <sub>2</sub>	SO <sub>3</sub>	(μm)	(μm)	(μm)	(m <sup>2</sup> /g)
Cendres volantes Harnes	43,25	20,37	14,58	7,86	6,58	2,90	2,04	1,02	1,27	5,60	12,28	4,70
Fumée de silice (Condensil S95 DS)	94,86	0,44	0,18	1,48	1,17	0,30	-	0,90	0,36	0,82	1,44	21,37

### 2.2. Méthodes d'essai et validité

La rhéologie de chaque pâte est mesurée par l'utilisation de micro-essais d'étalement : cette technique est analogue à l'utilisation du cône d'Abrams, mais à l'échelle de la pâte. De nombreux travaux ont montré la validité de son utilisation par comparaison avec les tests à grande échelle (cône) [LI 14], [XU 17], [TAN 17]. Le micro-cône utilisé dans cette étude a des dimensions proportionnelles au cône d'Abrams (hauteur : 36 mm,

diamètre haut : 12.5 mm et diamètre bas : 25 mm). Avant chaque essai, le cône est préalablement huilé. Après remplissage en une couche (sans compactage), on soulève le micro-cône et on mesure la longueur de 2 diamètres orthogonaux de la pâte étalée. L'étalement relatif  $E_r$  est égal au rapport du diamètre moyen d'étalement et de la base du micro-cône. Quand les valeurs de  $E_r$  se rapprochent de 1, on atteint la transition entre étalement et affaissement. La limite de cisaillement  $\tau_0$  des pâtes [TAN 17] est définie par l'équation [2].

$$\tau_0 = \frac{225 \rho g \Omega^2}{128 \pi^2 R^5} \quad [2]$$

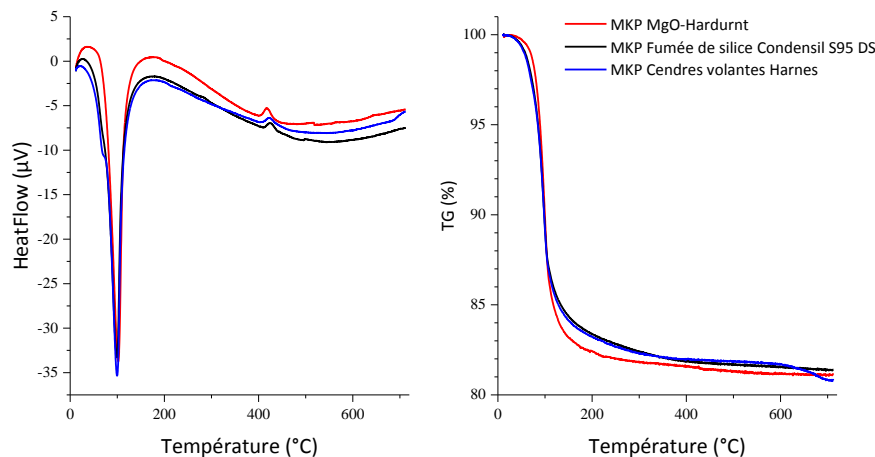
Où  $\rho$  est la masse volumique de la pâte,  $g$  l'accélération de la pesanteur,  $\Omega$  le volume du micro-cône et  $R$  le diamètre d'étalement.  $\tau_0$  est caractéristique de l'ouvrabilité de la pâte : plus  $\tau_0$  est élevée, plus la pâte sera difficile à pomper et donc à mettre en œuvre. Pour permettre une ouvrabilité suffisante pour une application industrielle,  $E_r$  doit être supérieur à 2.5, ce qui correspond à une limite de cisaillement inférieure à 1 Pa.

## 2. Résultats et discussions

### 2.1. Gonflement des pâtes

A 7 jours, l'ensemble des pâtes ayant un F/C de 0,4 présente une ségrégation de phases et un gonflement significatif. L'augmentation du F/C permet de diminuer la ségrégation de phase et le gonflement. Celui-ci disparaît dès un F/C de 0,8. Les résultats sont identiques pour un E/C de 0,51 et de 0,56. Cet effet montre bien l'importance des fines dans les ciments phospho-magnésiens. En mettant en corrélation ces résultats et la littérature travaillant à Mg/P sur-stœchiométrique, il est possible de supposer que le MgO sur-stœchiométrique, comme les fines, joueraient un rôle équivalent qui consisterait à limiter le gonflement de la matrice. Pour vérifier cette hypothèse, des analyses ATG-ATD (cf. Figure 1) ont été effectuées sur des matrices comportant la même proportion massique en fines (*i.e.* même F/C).

**Figure 1.** Analyses thermogravimétriques à 7 jours des ciments phospho-magnésiens avec différentes fines (formulation Mg/P=1 ; F/C=1 ; E/C = 0.51 ; 3%  $H_3BO_3$ ).



La comparaison de ces courbes thermogravimétriques (en bleu : les fumées de silice, et en noir : les cendres volantes de Harnes, Fig. 1 droite) avec la référence au MgO *hardburnt* (en rouge, Fig. 1 droite), montre que la perte en masse est quasi identique. Cette perte de masse s'explique par la perte des 6 molécules d'eau de la K-Struvite formée. En comparant ces résultats avec la valeur théorique calculée sur la base d'une réaction totale et en prenant en compte les pertes de masses des fines seules, l'avancement de la réaction,  $R$ , peut être défini à 7 jours pour les différentes matrices. Les valeurs de  $R$  pour la matrice avec le MgO, la fumée de silice et les cendres volantes de Harnes sont respectivement de 46,4%, 43,4% et 40,7% : la quantité de K-Struvite présente dans les différents systèmes est du même ordre. Les petites différences proviendraient de la rétention de molécules d'eau par les fines. Ces résultats confirment notre hypothèse selon laquelle les fines joueraient un rôle analogue au MgO sur-stœchiométrique vis-à-vis du gonflement.

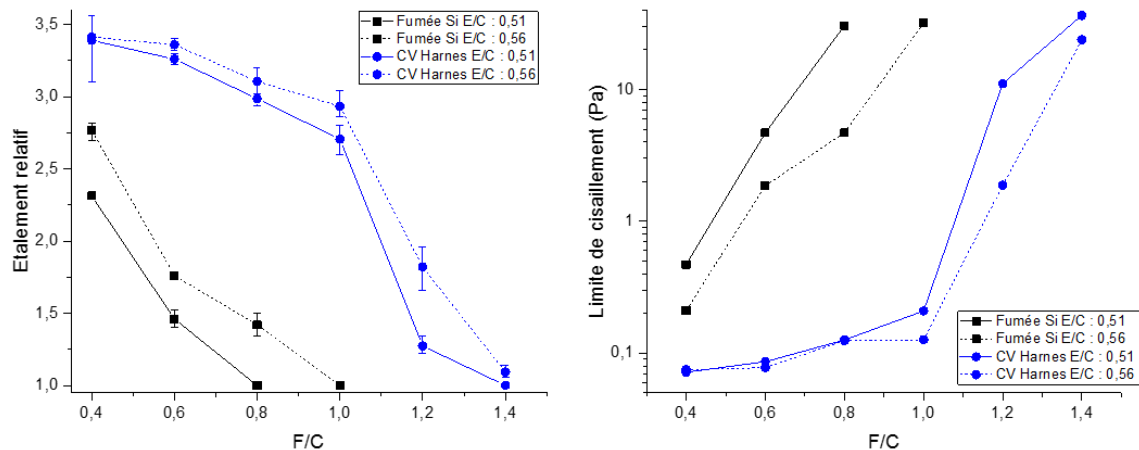
### 2.2. Rhéologie des pâtes

La mesure de l'étalement permet de mettre en évidence, tout d'abord, l'influence de la quantité d'eau et, ensuite, l'influence de la granulométrie et de la surface spécifique de la fine. Comme attendu, quelle que soit la fine considérée, à F/C donné, l'augmentation du E/C accroît les étalements relatifs (et diminue  $\tau_0$ ). Par ailleurs, l'étalement est d'autant plus faible que la surface spécifique est élevée (et que la granulométrie est fine). Ainsi,



pour un F/C et un E/C donnés (par ex. F/C=0,8 et E/C = 0,51), pour les fumées de silice FS ( $d_{50} = 0,82 \mu\text{m}$ ,  $SS=21,37 \text{ m}^2/\text{g}$ ), l'étalement relatif est significativement plus faible que pour les cendres volantes d'Harnes CVH ( $d_{50} = 5,60 \mu\text{m}$ ,  $SS = 4,70 \text{ m}^2/\text{g}$ ) :  $Er = 1,0$  (FS) ou 2,99 (CVH) et  $\tau_0 = 30,54$  (FS) ou à  $0,13$  (CVH).

**Figure 2.** Gauche : Evolution de l'étalement relatif de pâte de ciment phosfo-magnésien ( $Mg/P=1$  ; 3%  $H_3BO_3$ ) en fonction du rapport F/C et de la fine utilisée. Droite : Evolution de la limite de cisaillement de ces mêmes pâtes en fonction du F/C. En traits plein : E/C=0,51 ; en traits pointillés : E/C=0,56.



### 3. Conclusion

L'ensemble des résultats expérimentaux montre une relation entre le rapport massique F/C et le gonflement des matrices cimentaires de type MKP. Celui-ci est éliminé dès un  $F/C \geq 0,8$ . Par ailleurs, en terme de maintien de l'ouvrabilité, l'utilisation des cendres volantes de Harnes est préférable par rapport à la fumée de silice. En effet, pour un  $F/C=0,8$ , la limite de cisaillement est inférieure de plus de 200 fois dans le cas des cendres volantes de Harnes.

Les analyses ATG-ATD mettent en évidence des quantités de K-Struvite du même ordre : les fines ont le même effet d'élimination du gonflement que le MgO sur-stœchiométrique. En perspective, les essais de résistance à la compression permettront de comparer l'effet des fines sur les performances mécaniques. La combinaison de ces informations permettra de valider de façon plus complète le rôle des fines vis-à-vis du MgO sur-stœchiométrique.

### Bibliographie

- [CAU 14] CAU DIT COUMES, C., LAMBERTIN, D., LAHALLE, H., ANTONUCCI, P., CANNES, C., DELPECH, S., « Selection of a mineral binder with potentialities for the stabilization/solidification of aluminum metal », *Journal of Nuclear Materials*, 453, 31–40 (2014).
- [CHA 11] CHAU, C. K., QIAO, F., LI, Z., « Microstructure of magnesium potassium phosphate cement », *Construction and Building Materials*, 25, 2911–2917 (2011).
- [LAH 16] LAHALLE, H., CAU DIT COUMES, C., MESBAH, A., LAMBERTIN, D., CANNES, C., DELPECH, S., GAUFFINE, S., « Investigation of magnesium phosphate cement hydration in diluted suspension and its retardation by boric acid », *Cement Concrete Research*, 87, 77–86 (2016).
- [LI 14] LI, J., ZHANG, W., CAO Y., « Laboratory evaluation of magnesium phosphate cement paste and mortar for rapid repair of cement concrete pavement », *Construction and Building Materials*, 58, 122–128 (2014).
- [LER 17] LE ROUZIC, M., CHAUSSADENT, T., STEFAN, L., SAILLIO, M., « On the influence of Mg/P ratio on the properties and durability of magnesium potassium phosphate cement pastes », *Cement and Concrete Research*, 96, 27–41 (2017).
- [MA 14] MA, H., XU, B., LIU, J., PEI, H., LI, Z., « Effects of water content, magnesia-to-phosphate molar ratio and age on pore structure, strength and permeability of magnesium potassium phosphate cement paste », *Materials and Design*, 64, 497–502 (2014).
- [TAN 17] TAN, Z., BERNAL, S. A., PROVIS, J. L., « Reproducible mini-slump test procedure for measuring the yield stress of cementitious pastes », *Materials and Structures*, 50, (2017).
- [WEI 88] WEILL, E., BRADIK, L. J., « Magnesium phosphate cement system », *U.S. Patent No. 4,756,762* (1988).
- [WAG 99] WAGH, A. S., JEONG, S., SINGH, D., « High strength phosphate cement using industrial byproduct ashes », *High Strength Concrete*. Proc. 542–553 (1999).
- [WAL 16] WALLING, S. A., PROVIS, J. L., « Magnesia-Based Cements: A Journey of 150 Years, and Cements for the Future? », *Chemical Review*, 116, 4170–4204 (2016).
- [XU 17] XU, B., MA, H., SHAO, H., LI, Z., LOTHENBACH, B., « Influence of fly ash on compressive strength and micro-characteristics of magnesium potassium phosphate cement mortars », *Cement Concrete Research*, 99, 86–94 (2017).

# Influence du sulfate de zinc utilisé comme minéralisateur dans la synthèse d'un ciment alitique à basse température

S. Bouregaya<sup>1,2\*</sup>, P. Clastres<sup>1</sup>, L. Kacimi<sup>2</sup>, V. Mazars<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Université de Toulouse, Institut National des Sciences Appliquées « INSA », Laboratoire des Matériaux et Durabilité des Constructions « LMDC », 135, Avenue de Rangueil - 31077 Toulouse Cedex 4 – France. . [bouregay@insa-toulouse.fr](mailto:bouregay@insa-toulouse.fr) ; [clastres@insa-toulouse.fr](mailto:clastres@insa-toulouse.fr).

<sup>2</sup> Laboratoire des Eco-Matériaux Fonctionnels et Nanostructures, Département de Génie des Matériaux, Faculté de Chimie, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, BP 1505, El-M'nouar UST Oran, Algérie [kacimi20002000@yahoo.fr](mailto:kacimi20002000@yahoo.fr).

---

**RÉSUMÉ.** L'objectif de cette étude est la synthèse d'un éco-ciment à température plus basse que le ciment ordinaire. Sa production est faite par cuisson d'un mélange composé de la vase du barrage hydraulique de Tiaret en Algérie, de la chaux éteinte, et du minéralisateur, le sulfate de zinc. Les facteurs influant sur la nature et la quantité des anhydres formés ont été optimisés. La température de cuisson, le rapport Chaux/Silice et le pourcentage de  $ZnSO_4$  utilisé ont été optimisés à 1300°C, 3,2 et 1% respectivement. Les analyses microstructurales (DRX, MEB,) et la modélisation par la méthode de Rietveld montrent une efficacité certaine du  $ZnSO_4$  dans la production de  $C_3S$  et l'obtention de propriétés mécaniques adéquates des pâtes de ciment.

**ABSTRACT.** The objective of this study is the synthesis of an eco-cement at temperature lower than the ordinary cement. Its production is done by burning a mixture composed from sludge of the hydraulic dam of Tiaret in Algeria, slaked lime and the mineralizer, zinc sulphate. Factors influencing the type and amount of the produced anhydrides have been optimized. The burning temperature, the lime/silica ratio and the used  $ZnSO_4$  content were optimized to 1300°C, 3.2 and 1% respectively. Microstructural analyzes (XRD, SEM,) and modelling by Rietveld method showed the effectiveness of  $ZnSO_4$  to produce  $C_3S$  and to obtain adequate mechanical properties of cement pastes.

**MOTS-CLÉS :** éco-ciment, clinker, alite, minéralisateur, sulfate de zinc, température de cuisson

**KEY WORDS:** eco-cement, clinker, alite, mineralizer, zinc sulphate, burning temperature,

---

## 1. Introduction

L'industrie du ciment est connue pour son majeur impact environnemental. Cela concerne principalement le prélèvement sur les ressources naturelles utilisées (matières premières naturelles, énergies fossiles) et le relargage de gaz à effet de serre ( $\text{CO}_2$ ) lors du processus de fabrication du ciment.

Ceci a orienté de nombreuses recherches vers la production de ciments composés, contenant moins de clinker, et/ou de ciments bélitiques plutôt qu'alitiques. Les ciments bélitiques ont cependant une réactivité hydraulique et performances mécaniques plus faibles, notamment aux jeunes âges.

La présente étude concerne la production de ciments alitiques à moindre impact environnemental que les ciments portland classiques. Ceci est obtenu par la valorisation d'un déchet, en l'occurrence, une vase de barrage hydraulique, et par une baisse de l'énergie nécessaire, principalement par réduction de la température de cuisson du cru de 1450 à 1300°C. Pour favoriser à 1300°C la production d'alite au lieu de bélite, il est indispensable d'utiliser un minéralisateur. Il en existe plusieurs types : oxydes, sulfates, qui ont donné lieu à de nombreuses études [KOL 01] [ODL 80]. Compte tenu des performances de l'oxyde de zinc [KNO 78] et des sulfates [KUM 81], a été fait le choix d'utiliser le sulfate de zinc, peu polluant à faible dose [GIN 11] et qui jusqu'à présent n'a pas donné lieu à une étude spécifique.

Cette étude a été rendue possible grâce au soutien d'un PHC Tassili (15 MDU 948) entre le Laboratoire des Eco-Matériaux Fonctionnels et Nanostructures, USTO-MB, Oran, Algérie et le Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions, INSA-UPS, Toulouse, France.

## 2. Matériaux et méthodes

### 2.1. La vase de barrage

Comme matière principale du cru a été utilisée la vase du barrage hydraulique de la région de Tiaret (Algérie), prélevée en plusieurs endroits selon un échantillonnage approprié, et convenablement préparée : séchage, broyage et tamisage à 80 $\mu\text{m}$ . La vase est principalement constituée de 39,3% de  $\text{SiO}_2$ , en plus de la calcite et de la kaolinite. Le mélange cru renferme également, de la chaux éteinte (74,4% de  $\text{CaO}$ ).

### 2.2. Procédure expérimentale

La procédure de synthèse utilisée est très connue dans la synthèse des oxydes et matériaux céramiques. Elle consiste à préparer un mélange sec de matières premières (minéralisateur  $\text{ZnSO}_4$  compris) selon le rapport Chaux/Silice recherché et à mélanger intimement tous les constituants. Ce mélange cru subit une opération de cuisson dans un four à moufle avec une vitesse de chauffage de 5°/min. Le mélange est maintenu à la température finale de cuisson pendant 2h avant d'être refroidi par trempé à l'azote liquide puis broyé à 40 $\mu\text{m}$  et analysé.

## 3. Optimisation des paramètres de synthèse

### 3.1. Température de cuisson

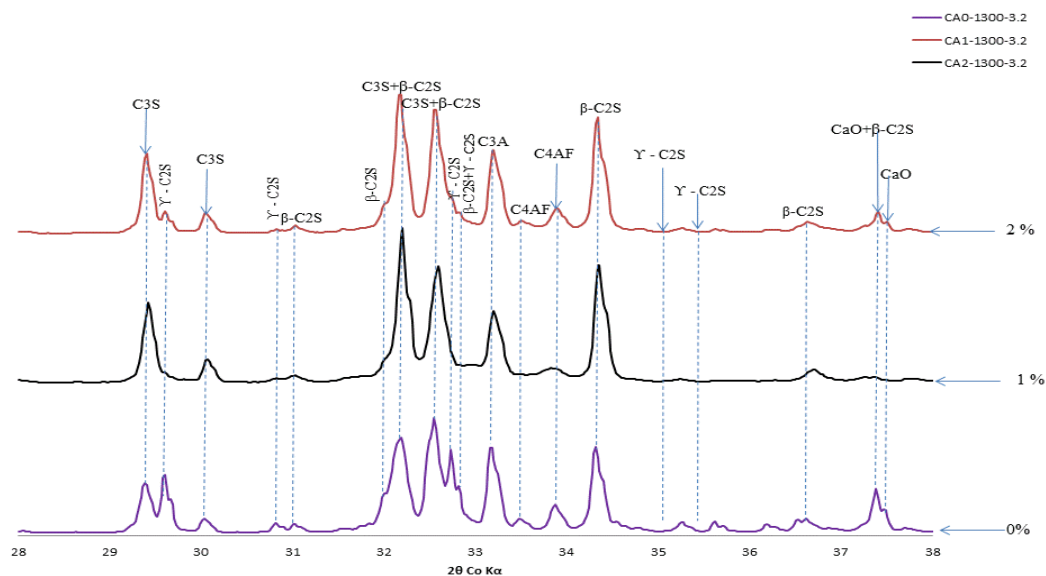
La température de cuisson des mélanges a été fixée à 1300°C après de nombreux essais de chauffage entre 1100 et 1300°C. Les critères de choix de la température étaient les teneurs en chaux libre, en alite et en bélite réactive. Ces teneurs ont été déterminées par analyse chimique et par la méthode de Rietveld utilisant la DRX.

### 3.2. Rapport Chaux/Silice (C/S)

Le rapport massique chaux/Silice (C/S) a été fixé à 3,2 après de nombreuses cuissons de mélanges de Chaux/Silice compris entre 2,4 et 3,2. Les mêmes critères et méthodes de sélection que pour la température nous ont conduits à opter pour un rapport Chaux/Silice de 3,2.

### 3.3. Pourcentage de $ZnSO_4$

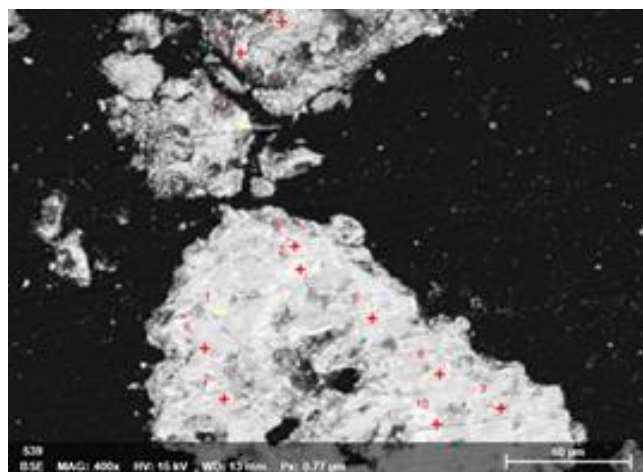
La cuisson des mélanges crus a été réalisée au laboratoire LMDC, INSA-Toulouse. Le **figure 1** présente les principales phases du ciment alitique avec différents pourcentages du  $ZnSO_4$  obtenu dans cette étude.



**Figure 1.** Diffractogrammes des rayons X du ciment synthétisé à  $1300^{\circ}C$  avec  $C/S=3,2$  et différents pourcentages (CA0-1300-3,2 ; CA1-1300-3,2; CA2-1300-3,2) de  $ZnSO_4$

Il est constaté une augmentation notable des taux de  $C_3S$  et  $\beta-C_2S$  dans le ciment avec l'ajout de 1% de  $ZnSO_4$ , accompagnée d'une baisse importante des taux de chaux libre et de  $\gamma C_2S$ . Ce taux de 1% semble par ailleurs optimal.

### 4. Localisation du zinc dans les minéraux du ciment alitique synthétisé



**Figure 2.** Observation MEB- du ciment synthétisé à  $1300^{\circ}C$  et dopé avec 1% de  $ZnSO_4$ .

Les analyses par DRX n'ont permis de déceler aucun minéral contenant du zinc. Il est probable que les ions de Zn soient insérés dans les phases des anhydres. Les observations sous Microscope Electronique à Balayage (MEB), réalisées sur une section polie du clinker dopé de 1% de  $ZnSO_4$ , ont révélé la présence préférentielle des ions de zinc dans les phases de  $C_3S$ ,  $C_4AF$  et  $C_3A$  et non dans les phases majoritairement de bélite (point 7)

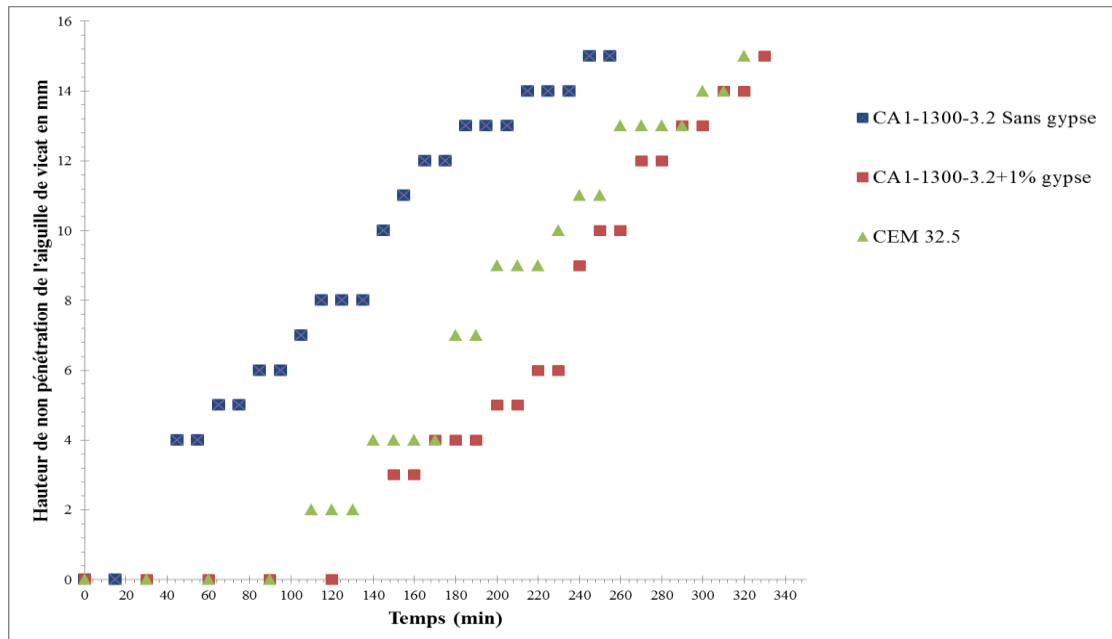
comme indiqué dans la figure 2 et le **tableau 1** résultant d'un calcul par la méthode de BOGUE modifiée [OLL97] à partir de la composition chimique déterminée par l'analyse EDS.

Zone de mesure	Compositions minéralogiques du clinker dans les zones testées par MEB				% ZnO
	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF	
1	28,08	4,62	11,84	58,55	1,29
5	75,79	10,28	2,36	4,25	1,35
10	2,68	4,10	20,48	66,70	1,45
7	32,26	50,07	4,06	12,28	/

**Tableau 1.** Localisation des ions de zinc dans les phases du clinker dopé avec 1% de ZnSO<sub>4</sub> (Calcul de type Bogue à partir des mesures obtenues par MEB-EDS).

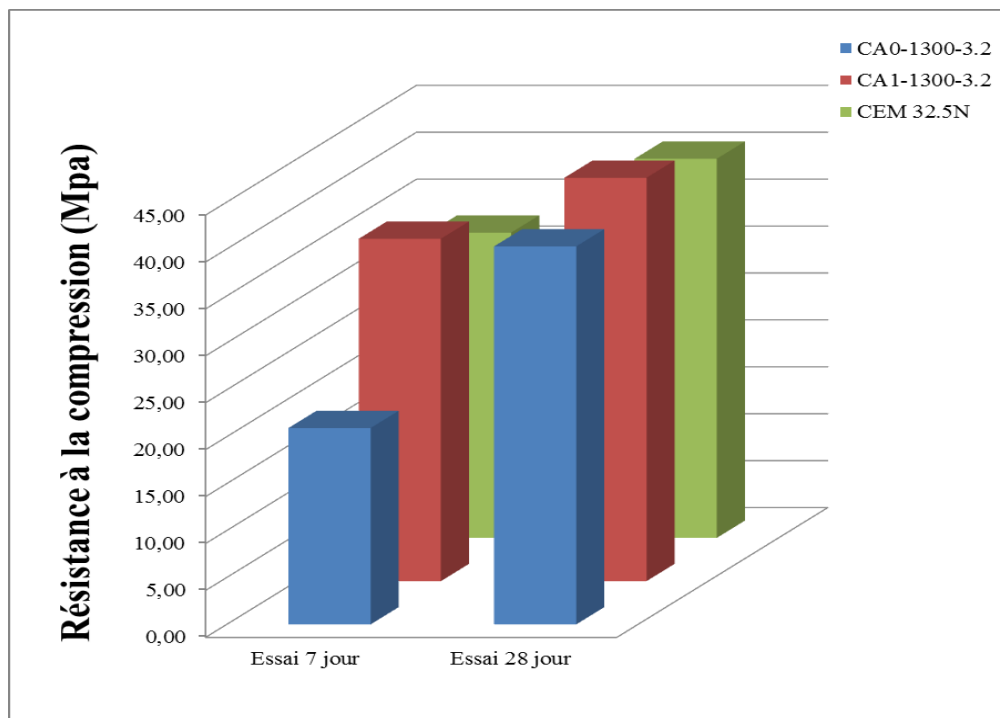
### 5. Propriétés physicomécaniques du ciment obtenu

Des mesures de prismétrie et de résistances en compression sur pâtes pures ont montré une bonne réactivité hydraulique du ciment synthétisé, en comparaison d'un ciment ordinaire de type CEM II 32,5N. L'ajout de 1% de gypse est possible pour augmenter le temps de début de prise (figure 3).



**Figure 3.** Résultats du test de prise au mini cône de Vicat sur les pâtes de ciment synthétisé à 1300°C avec 1% de sulfate de zinc, sans ajout de gypse, et avec ajout de 1% de gypse, est donné aussi le résultat de prise avec un ciment Portland de type CEMII 32.5N

Les valeurs de résistance à la compression enregistrées à 7 et 28 jours de durcissement de la pâte de ciment non gypsé mais dopé de 1% de ZnSO<sub>4</sub> et la pâte de ciment sans ZnSO<sub>4</sub> sont respectivement de 36,48 MPa et 42,98 MPa, 20,92 MPa et 40,28 MPa contre 32, 5 MPa et 40,4 MPa pour un ciment conventionnel de classe CEM II 32,5N (figure 4). Ces résultats montrent une bonne réactivité hydraulique du ciment synthétisé à partir de vase de barrage hydraulique et avec ajout au cru de 1% de ZnSO<sub>4</sub> en tant que minéralisateur. L'amélioration de la réactivité est plus notable à 7 jours qu'à 28 jours, ce qui est normal car, comme on l'a vu au §3, le CA1 renferme davantage de C<sub>3</sub>S que le CA0.



**Figure 4.** Résistance à la compression en fonction du temps de durcissement à 7 et 28 jours pour les ciments CA0-1300-3,2, CA1-1300-3,2 et le CEM II 32,5N.

## 6. Conclusion

Cette étude montre qu'il est possible d'obtenir un ciment de classe 32,5N par cuisson à 1300°C d'un cru composé essentiellement d'un déchet (vase de barrage hydraulique). Pour cela il est nécessaire d'utiliser un minéralisateur, en l'occurrence le sulfate de zinc ( $ZnSO_4$ ), à un dosage limité de 1%. Le minéralisateur agit en effet prioritairement sur la formation du  $C_3S$  et non sur celle du  $C_2S$ .

## 7. Bibliographie

- [GIN 11] N. Gineys, «Incorporation of trace elements in Portland cement clinker: thresholds limits for Cu, Ni, Sn or Zn». *Cement and Concrete Research* 41(11) (2011) 1177-1184.
- [KOL 01] K. Kolovos, P. Loutsi, S. Tsvilis and G. Kakali, «The effect of foreign ions on the reactivity of the  $CaO-SiO_2-Al_2O_3-Fe_2O_3$  system, Part I: Anions». *Cement and Concrete Research* 31 (2001) 425-429.
- [KUM 81] S. S. Kumar and S. S. Kataria, «Optimization of burning characteristics of raw meal for fuel economy by special mineralizer». *World Cement Technology*, no. July/aug (1981) 279-285.
- [KNO 78] D. Knofel, «Modified some properties of Portland cement clinker and Portland cement by means of ZnO and ZnS». *Zement-Kalk-Gips* 3 (1978) 157-161.
- [ODL 80] I. Odler and S. Abdul-Maula, «Effect of mineralizers on the burning of Portland cement clinker». *Zement -Kalk - Gips* 3 (1980) 132-136.
- [OLL 97] J. Baron, J. P. Olivier et J. C. Weiss, *Les bétons, bases et données pour leur formulation, Chapitre 1 : Les ciments courants*, Ed. Eyrolles 1997.

# Le Havre, la première ville architecturée en béton armé.

---

**Anne Pantet<sup>1</sup>, Isabelle Valtier<sup>2</sup>, Roxana Eleta-Defilippis<sup>1</sup>, Morgane Chev<sup>1</sup>, Véronique Bonneau- Contremoulins<sup>3</sup>**

*1 - Normandie Université, Centre de Recherches Interdisciplinaires Habitat- Bâtiment- Béton (CRIHBB) de l'Université du HAVRE*

*2 - CAUE, 27 rue François Mitterrand 76142 PETIT QUEVILLY*

*3 - Direction études urbaines et prospective et coordination mission Unesco - LE HAVRE*

---

*RESUME : Après-guerre, le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme (MRU) confie la reconstruction de la Ville du Havre à Auguste Perret, architecte et entrepreneur expérimenté, qui s'entoure d'un groupe d'architectes, créant ainsi l'Atelier Perret en juillet 1945. Le secteur classé de la ville du Havre sur la liste du Patrimoine Mondial de l'UNESCO depuis 2005 correspond à la zone reconstruite. En se basant sur le vaste travail documentaire proposé dans le dossier UNESCO largement argumenté et fourni, il est apparu que la technique pouvait être aussi mise en valeur avec le travail des constructeurs, des bâtisseurs qu'ils soient ingénieurs ou ouvriers. Le chantier havrais est souvent décrit comme un chantier expérimental de grande ampleur (150 ha), avec une trame caractéristique de 6,24 m et l'emploi massif de la préfabrication. Toutefois ces constats ainsi résumés restent néanmoins généraux et des interrogations techniques sur les modes constructifs existent et méritent encore des approfondissements et des précisions.*

*ABSTRACT: Postwar, the French Government entrusts the rebuild of Le Havre to Auguste Perret, architect and expert contractor, well known for its many concrete buildings. Severe damages to the built infrastructure caused by the Second World War made it clear that rapid and economic methods of construction would be required to produce new housing on a massive scale. Atelier Perret created in July 1945, have designed projects, which are discussed with the local authority and the population, considering their wishes, their war reparations and the cost. This area is often described as an experimental site for large-scale (150 ha) with a characteristic frame of 6.24 m and the extensive use of prefabrication. The classified area of the city of Le Havre on the list of UNESCO World Heritage since 2005 corresponds to the reconstructed area.*

*Mots clefs : reconstruction; architecte ; ingénieurs ; construction, gestion humaine et technique*

*Keywords: rebuild a city; architect, engineers, construction; human and technical site management*

---

## 1. Introduction

La ville du Havre a été classée sur la liste du Patrimoine Mondial de l'UNESCO en 2005 suite à sa candidature reposant sur large travail dirigé par J Abram [1], le spécialiste de A Perret et le maire A Rufenacht avec ses services techniques de la ville [2]. Deux (II et IV) des dix critères (I à X) ont été retenus pour le classement. La zone classée s'articule autour des larges artères que sont les boulevards François 1<sup>er</sup> et Foch et la rue de Paris qui constituent l'armature de la cité, avec trois grands ensembles architecturaux : la Place de l'Hotel de Ville, la Porte Océane et le Front de Mer sud. Ainsi trois grands ensembles architecturaux ont été définis et possèdent chacun une identité malgré une cohérence commune. Dans ce vaste travail pour l'obtention de la reconnaissance UNESCO, il est souvent évoqué un Homme, un Maître, Auguste Perret, à la fois architecte et entrepreneur. L'Atelier Perret est créé en juillet 1945, alors que la ville a été détruite en 1944. Des extraits du dossier permettent de souligner les critères de choix.

*«Celui-ci se fonde sur une grille modulaire de carrés de 6,24 m. Les lots étaient dessinés selon une grille de 100 m de côté, certains étant réunis pour former de plus grandes unités. Les travaux se poursuivirent jusqu'en 1964, avec la consécration de l'église Saint-Joseph. ....»*

*L'essence du projet de Perret réside dans son dessin structurel qui se fondait sur un usage d'avant-garde d'éléments en béton armé, avec le système connu sous le nom de « poteau dalle ». Son idée était de créer une structure modulaire et complètement transparente, en sorte qu'aucun élément structurel ne soit dissimulé, ce qui donne son caractère dominant et une cohérence certaine à toute l'architecture de la ville. Toutefois, ces éléments ont été utilisés avec habileté, de manière à éviter la monotonie. ....»*

*La porte Océane, qui reprend l'idée de l'ancienne porte détruite au cours de la guerre, est l'accès monumental à l'avenue Foch et au centre de la ville. Cette construction est également devenue une sorte de laboratoire expérimental pour le développement du système structurel et des techniques de construction du projet..... L'hôtel de ville est l'édifice le plus monumental de tout l'ensemble, avec en son centre une tour de 18 étages, haute de 70 m. .... »*

En se basant certes sur le vaste travail documentaire du dossier UNESCO, largement argumenté et fourni de références bibliographiques, les auteurs se sont interrogés sur ces aspects en resituant la reconstruction du Havre dans les connaissances déjà étendues sur ce matériau. En effet, le béton armé est un matériau déjà connu et



reconnu à la fois en termes de construction mais aussi de réglementation, nombreux sont les ouvrages civils, reconstruits en béton armé suite à la première guerre mondiale par les entrepreneurs, sans omettre l'acceptation tardive par les architectes, sauf quelques pionniers comme Perret. Ainsi, resituer les travaux de reconstruction du Havre dans le contexte de l'acquis des connaissances techniques du béton armé permet de situer la véritable originalité technique du projet. Dans le cadre d'une collaboration avec le service Patrimoine de la ville du Havre nous avons entrepris un travail d'analyse des aspects techniques avec un regard d'ingénieur de conception et d'exécution, pour apporter des précisions sur le dimensionnement et sur la mise en œuvre des différentes techniques qui ont évoluées, mais aussi les couts et les conditions de travail. Ainsi il a été entrepris depuis janvier 2015, un travail documentaire, focalisé sur le bâti Perret en Béton Armé à partir des données d'archives du fond de l'architecte J. Tournant, adjoint de A. Perret et de rares articles techniques publiés à cette période trouvés à la BNF [3 et 4]. Ce fond documentaire, disponible aux archives municipales de la ville du Havre est composé de différents documents (cartes, plans, rapports techniques, photographies, courriers, factures.... etc.) et est organisé suivant les procédures strictes en matière d'archivage.

## 2. Le Havre, la première ville architecturée en béton armé

La ville et le port du Havre ont été détruit en septembre 1944, avec une population qui a connu un traumatisme important et qui a été relogée pendant plusieurs années dans des baraquements précaires et temporaires, organisés en camps. Quand Perret crée l'Atelier de la reconstruction en juillet 1945 à la demande du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme, car il connu et reconnu pour sa double compétence d'architecte et d'entrepreneur, il est âgé de 71 ans. Sa notoriété lui vaudra d'être le dirigeant de la reconstruction du Havre. Très vite, il propose une surévaluation de la ville, avec un projet sur dalle, certes intéressant mais si fou par son ampleur et son audace, probablement en accord avec ses rêves. Toutefois, ce projet est rapidement abandonné, car trop couteux, néanmoins on peut s'interroger sur les conséquences de ce refus sur Perret, sa déception, sa compréhension ou sa colère contenue, sur cette perception innovante. Perret a déjà réalisé de nombreux ouvrages prestigieux, (à Paris, l'immeuble de la rue Franklin (1903), le Théâtre des Champs-Élysées (1913), l'église Notre Dame du Raincy (1923), la salle Cortot (1928), le Mobilier national (1934) et le Palais d'Iéna (1937)..... d'ailleurs on y retrouve sa signature dans ceux du Havre, où il semble s'être fortement inspiré de ses réalisations antérieures.

Pour l'Atelier de reconstruction, réunissant essentiellement des architectes parisiens, 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. Le projet à créer est d'une superficie de 150 ha de ruines d'un seul tenant et il faut construire environ 10 000 logements (fig 1.a). Ainsi, Perret et son Atelier dessinent une structure urbaine triangulaire dont chaque sommet représente un ensemble (la Place de l'Hotel de Ville, la Porte Océane et le Front de Mer sud). Chaque ensemble est défini par des immeubles bas et des tours d'une dizaine d'étages mais présente une identité bien marquée, notamment par la couleur et la texture des façades en béton armé.

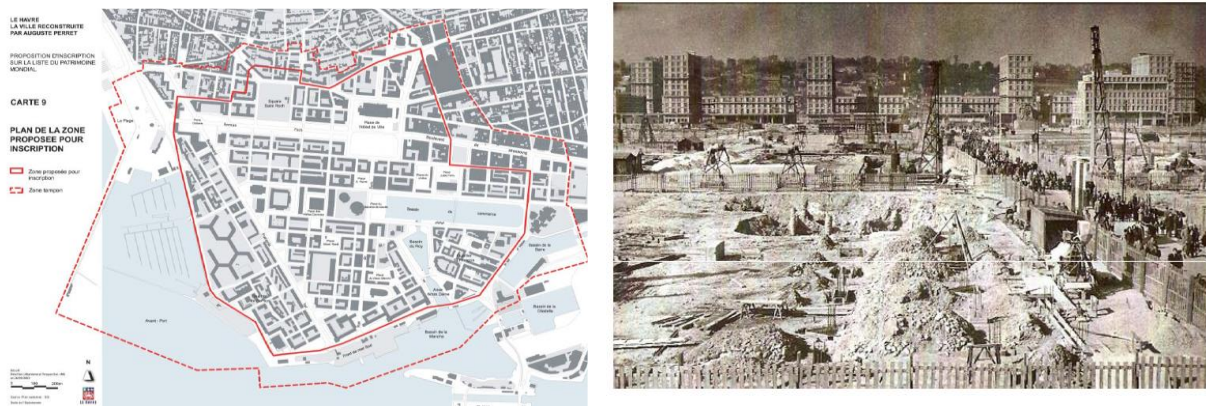
Sur cette vaste surface, une trame orthogonale est dessinée et permet de créer 150 ilots. Le remembrement de la ville et la prise en considération des dommages de guerre sont parfois discutés et discutables. Chaque ilot est constitué de batiments de différentes hauteurs (tours ou barres), organisés autour d'une cour aménagée en espace commun (parking, jardin, garages). A noter que la Cité de la Muette, à Drancy, construite par E. Beaudouin et M. Lods entre 1931 et 1934 offre cette alternance de barres et de tour. Pour J. Tournant, ces éléments de base ont permis d'obtenir une unité de conception de la ville. Pour tous les ilots reconstruits, la copropriété du sols et des batiments a permis de définir une libre utilisation des espaces verts et des équipements collectifs.

Dans les ilots, la plupart des bâtiments sont des propriétés privées, organisées en copropriétés et quelques bâtiments sociaux, affectés au logement dans les étages et au commerce au niveau du rez de chaussée pour animer la ville. Des bâtiments publics, administratifs, culturels et culturels sont intégrés dans les ilots, afin de garantir des services de soins et d'enseignement aux citoyens de tous âges. Un constat souci pour les architectes est d'associer un bon ensoleillement et des conditions de vie humaine (alternance de bâtiments hauts et de bâtiments bas, de jardins et de boutiques, de rues calmes et de larges artères).

Pour les bâtiments à ossature (poteaux-poutres-planchers), un rythme est donné avec une trame horizontale carrée de 6,24 m, qui assure une autre unité. Cette maille carrée élémentaire permet de définir différents plans rectangulaires. Les poteaux qui matérialisent en élévation cette trame, permettent de développer l'ossature sur des hauteurs variables (2, 5 et 11 étages). Les surfaces en élévation, comme un large canevas, sont revêtues par des remplissages variés. Certains niveaux supérieurs sont agrémentés de balcons filants avec des rambardes en simple ferronnerie. Les façades des rez de chaussée sont en retrait pour créer des galeries couvertes, bordées de colonnades, voir des auvents pour se protéger de la pluie lors des sorties-shopping. Ces galeries donnent à la rue de Paris, un air de la rue de Rivoli à Paris, les colonnades très travaillées (Hôtel de Ville) et des parois à claustras sur des ouvrages significatifs (collège R Dufy, Eglise saint Joseph) confèrent un aspect monumental à la ville.

Cette architecture des bâtiments en ossature, n'est pas exceptionnelle pour l'époque. Sa mise en valeur et surtout sa mise en œuvre à l'échelle de tout le chantier est source d'économie par la standardisation possible, mais il fallut la gérer ! Cette importante planification des moyens et des ouvriers est probablement à l'origine du développement des bureaux des méthodes. La méthode conventionnelle PERT, développée aux USA est apparue en 1950.

Les logements sont conçus pour des classes moyennes, avec un espace intérieur lumineux et aménagé suivant les critères hygiénistes, avec une salle d'eau, un chauffage collectif, un vide ordures et de nombreux placards mais aussi des garages, des caves et des ascenseurs. Cette organisation du logement de masse (10 000 logements) avec des communs permet de mélanger les populations, même si certains logements offrent des surfaces habitables différentes suivant les moyens des occupants et des standings un peu différents par leurs propres aménagements.



**Fig 1 : (a) le plan du centre reconstruit - (b) les phases de travaux en cours (fondations à superstructure)**

La réussite du chantier havrais, c'est d'avoir créé un nouveau centre-ville avec les différents services dans les îlots pour sa population (administration, commerces, écoles, lieux de culture et de culte) et non des quartiers ou des ensembles péri-urbains.

### 3. L'ingénierie de projet et la reconstruction de 1945 à 1964

Pour les ingénieurs, le vaste chantier du Havre constitue également un défi, il faut reconstruire de nombreux bâtiments, les voiries et les réseaux sur un vaste champ de ruines.

Les conditions de sol peu favorables ont nécessité des fondations profondes pour atteindre un bedrock vers 15-20 m, avec la présence d'une nappe phréatique directement liée aux fluctuations marines. Plusieurs difficultés géotechniques ont perturbé la construction des superstructures, nécessitant des reprises de calcul et des ajouts de pieux sous certains appuis. A priori, ce sont les plans des fondations qui sont les plus représentatifs dans les archives. A noter également, des procédures de contrôle notamment sur la portance des pieux.

Pour les structures en ossature, les ingénieurs ont certes réalisé les études de stabilité des pièces constructives, mais aussi des études globales notamment celles liées au vent. La technique poteau-dalle est certes intéressante, mais peut-elle être qualifiée d'innovante ? Pas vraiment, si on examine les ouvrages en béton armé déjà existants après la grande guerre de 14-18 et à nouveau détruit. La poutre de 6,24 m est un élément structurel simple, c'est l'ensemble ainsi construit qui dégage une monumentalité.

Dans le système à ossature dominant au Havre, les éléments de structure sont coulés en place dans des coffrages bois ou métalliques et des étais, facilement réutilisables grâce à la trame géométrique élémentaire de 6,24 m. Les poteaux et les poutres sont souvent bouchardés, mais certains potelets et poutres restent brutes de décoffrage pour faire apparaître l'empreinte du bois avec ses fibres et ses nœuds. La préfabrication d'époque est organisée en deux niveaux sur le site dans des ateliers avec des coffrages outils à poste fixe pour réaliser des carreaux pour les nombreux panneaux des façades et sur l'ouvrage avec des coffrages outils mobiles à proximité du lieu d'emploi, qui permettront de mettre en place définitivement ces panneaux assemblés à l'horizontal puis redressés verticalement pour combler l'espace entre poteaux. Ces panneaux, à double paroi, sont particulièrement bien étudiés, certes d'un point de vue géométrique et mécanique car la préfabrication l'exige, mais aussi thermique et également fonctionnelle avec la mise en place de réservations pour les conduites indispensables aux différents corps d'états. Dans la conception, l'attention des ingénieurs s'est certes portée sur la stabilité de l'ouvrage, la tour de l'Hôtel de ville a fait l'objet de plusieurs études architecturales, avec la prise en compte des effets du vent. Il y a quelques différences avec les procédures de calcul actuelles, mais les résultats restent comparables. Il faut noter également une préoccupation importante liée à la qualité des ambiances des

appartements (ambiance esthétique, fonctionnelle et thermique), qui nous semble pourtant si novatrice actuellement. Les archives font état de ce souci thermique et acoustique.

Puis il y a eu l'usage de poutres et de poteaux, préfabriqués en usine. Certains étaient poncés et polies pour garantir toujours un bel état de surface. Le procédé Monod a été employé pour un des bâtiments de la Porte Océane, alors que l'autre a été construit plus traditionnellement. Malheureusement, si on a les détails techniques de ce procédé, les avantages sur le planning ne sont pas encore correctement établis. Finalement, la préfabrication lourde avec le procédé Camus a été employée au Havre, mais aussi dans de nombreuses autres villes. Cet ingénieur de l'Ecole Centrale de Paris est né en 1911 au Havre, et a créé son entreprise en région parisienne. Face à l'évolution de la préfabrication, on constate sur les photographies une évolution des engins de levage, car les charges deviennent de plus en plus conséquentes et l'usage des grues à tour.

L'ampleur d'un tel projet ne peut être qu'à l'origine d'une organisation effective, conduisant non seulement à une pré-industrialisation du béton, mais aussi à la planification (temps et coûts) des tâches et la gestion des hommes et des matériaux (cadence, gestion des stocks, arrivée des matériaux....) imposée par l'urgence du relogement des sinistrés. Toutefois, peu d'éléments sont disponibles sur la gestion financière. Des courriers de réclamations, voire des informations de mouvements de grève pour augmenter les salaires sont signalés mais l'ensemble n'a pas encore trouvé toute sa cohérence. Nécessairement, les ingénieurs ont mis en place des outils de la planification en regard de la gestion humaine avec l'organisation du travail et la sécurité, bien éloignée des procédures actuelles. Ils ont également eu à gérer la gestion du matériel, avec le ré-emploi des coffrages. Des nouveaux moyens de levage se sont développés. A la fonction de l'ouvrage, à son esthétisme, à sa solidité il faut examiner aussi la possibilité matérielle pour les habitants de les acquérir. Des enquêtes auprès des futurs occupants ont été menées, mais restent partielles. Il semble que les piliers de la ville durable étaient déjà en partie posés et ont été finalement déjà expérimentés durant ces années. Si l'aspect énergétique peut être discuté en fonction des standards actuels, la préoccupation y était déjà présente, ainsi que celle de la mixité sociale, celle du confort de l'habitat et la salubrité.

Ce retour d'expérience avec un regard croisé de plusieurs disciplines (architecture, construction, sociologie et économie, urbanisme) sur le centre reconstruit est essentiel pour penser à la rénovation ?, à la restauration ? ou la réhabilitation ? dans un contexte Patrimoine UNESCO.

#### 4. Conclusion

A la reconstruction, le béton a déjà fêté son centenaire. C'est un vrai matériau de construction, voir le matériau, il est décrit comme le matériau des ouvrages où les matériaux traditionnels ne sont pas utilisables. On comprend alors pourquoi les architectes l'ont adopté pour réaliser les formes de leur imaginaire. A vrai dire, il a déjà été le matériau de la reconstruction de la guerre 14-18, pour de nombreux ouvrages. Au Havre, la volonté de Perret est respectée, la structure et le matériau béton sont bien visibles. Il soignait la "peau" de son béton et le faisait rentrer dans un "*ordre du béton armé*" capable, disait-il, "*de rivaliser avec la perfection esthétique du Parthénon*". La gamme des parements est vaste, de celui gardant la trace des planches de coffrage, au parement bouchardé à lavé, voire le béton scié et poli. **Le Havre est la première ville architecturée en béton armé au monde, c'est en cela qu'elle est aussi innovante.** Dans le gigantisme de l'espace à aménager, il a fallu gérer les hommes, les matériels et les matériaux, avec des chantiers multiples dans cet immense projet de la reconstruction. Une autre modernité est également à signaler au niveau de l'équipement technique de ces logements, qui reste à explorer. L'acceptation de la ville par ses usagers, avec le post trauma de la guerre est également intéressante à comprendre, pour aider les populations vivant actuellement ces situations dramatiques. Le Havre a non seulement reconstruit sa ville mais aussi sa société. Désormais de nouveaux challenges sont là, il faut l'adapter aux exigences sociétales, économiques et environnementales et la conserver en la gardant vivante et dynamique.

#### 5. Références bibliographiques :

- [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

#### 6. Remerciements :

Toutes les informations historiques (non citées en références bibliographiques) proviennent de la BNF et de CIMBETON et celles relatives à la reconstruction sont issues des Archives Municipales de la ville du Havre. Nous souhaitons remercier Monsieur P. Beaumont, le responsable de ce service pour son aide et son accueil.

---

# Murs en paille porteuse : mise en œuvre et comportement

Quirant Jérôme<sup>1</sup>, Julien Averseng<sup>2</sup>, Cédric Hamelin<sup>3</sup>

<sup>1</sup> LMGC, Univ. Montpellier, CNRS, Montpellier, France, [jerome.quirant@umontpellier.fr](mailto:jerome.quirant@umontpellier.fr)

<sup>2</sup> LMGC, Univ. Montpellier, CNRS, Montpellier, France, [julien.averseng@umontpellier.fr](mailto:julien.averseng@umontpellier.fr)

<sup>3</sup> Architecture Boha, Association Nebraska, Nîmes Grenoble, France, [contactnebraska@gmail.com](mailto:contactnebraska@gmail.com)

---

*RÉSUMÉ. La paille porteuse est une technique de construction qui existe depuis plus d'un siècle mais qui a peu fait l'objet d'investigations concernant les processus de mise en œuvre, l'évaluation des performances mécaniques ou la tenue au feu. Dans le cadre de projets de fin d'études réalisés par les étudiants de l'IUT de Nîmes, des améliorations dans le processus de mise en œuvre, des essais mécaniques ou des tests de fluages ont été réalisés. Nous présentons ici les résultats obtenus, premiers éléments permettant de qualifier la paille porteuse en tant que solution constructive écologique, viable et durable.*

*ABSTRACT. Load bearing straw bale is a construction technique that has existed for more than a century but has been little investigated regarding the processes of implementation, the evaluation of mechanical performance or fire resistance. During final year projects carried out by the students of the IUT of Nîmes, improvements in the implementation process were experimented and mechanical tests were carried out. We present here the results obtained, first elements to qualify the straw as an ecological, viable and sustainable constructive solution.*

*MOTS-CLÉS : Botte de paille, mur porteur, résistance, fluage, feu.*

*KEY WORDS: Bale straw, load bearing wall, resistance, creep, fire.*

---

## 1. Introduction

La construction paille est apparue il y a un peu plus d'un siècle au Nebraska (USA) avec l'invention de la botteuse agricole. Cette méthode de construction est née de la difficulté d'utiliser les méthodes de construction traditionnelles en maçonnerie dans cette région. Depuis sa création, la construction paille a évolué et de nombreux bâtiments ont été édifiés et sont toujours en excellent état. Un symbole de la durabilité de la construction paille est la maison Feuillette, bâtiment construit en 1921 à Montargis et toujours en très bon état d'usage. Le site Feuillette abrite aujourd'hui le Centre National de la Construction Paille (CNCP – Émile Feuillette), une association regroupant depuis 2006 les différents acteurs de la construction paille en France, et promeut l'éco-construction.

En 2012 le Réseaux Français de la Construction Paille (RFCP) a édité les règles professionnelles de construction en paille [RFC 12]. Cet ouvrage concerne l'utilisation de la paille comme remplissage isolant et support d'enduit, y compris enduit terre. Il apporte des précisions techniques, des méthodes de mise en œuvre. Ces règles sont organisées comme un DTU et constituent un guide pour les constructeurs, un support pour les formateurs mais elles font surtout office de garantie auprès des assureurs.

Si la paille en tant qu'isolant est ainsi reconnue, peu de travaux ont été menés pour qualifier la paille en tant qu'élément porteur [OLI 12]. En vue de l'accompagnement d'un projet d'envergure proposant la réalisation d'une dizaine de bâtiments, la SEMIGA (Société anonyme immobilière d'économie mixte du département du Gard) s'est tournée vers l'IUT de Nîmes et le Laboratoire de Mécanique et Génie Civil de l'Université de Montpellier pour procéder à des essais de validation des processus constructifs pour des murs porteurs en paille.

De nombreux résultats ont été obtenus, nous les présentons ici de façon condensée.

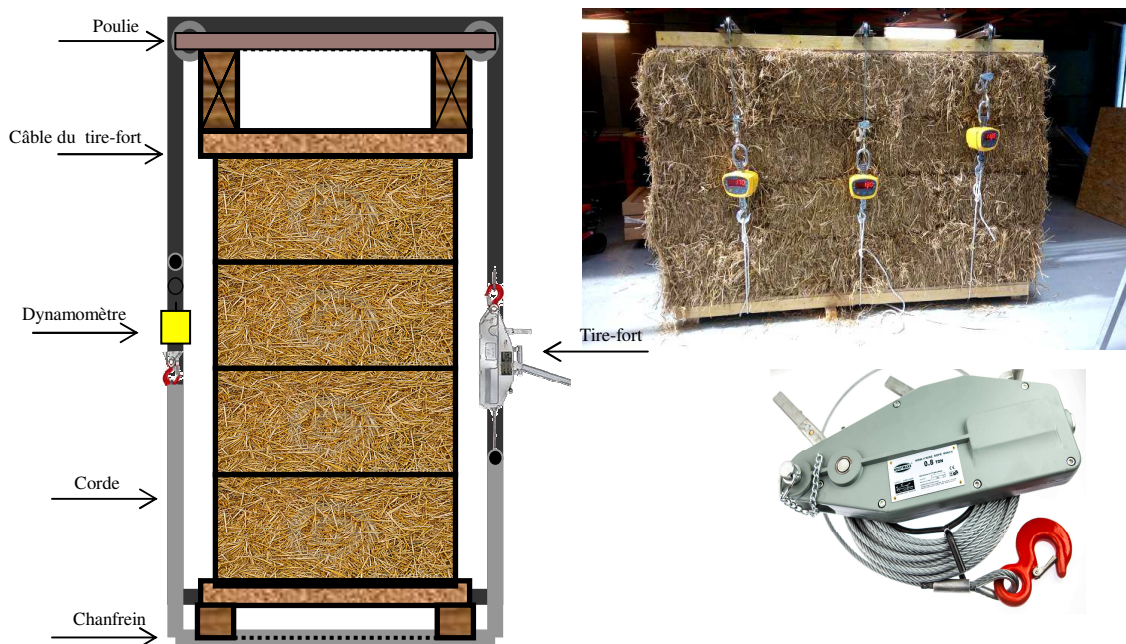
## 2. Mis en œuvre

L'utilisation de bottes de paille comme élément porteur suppose un assemblage des éléments permettant une stabilisation et une rigidification de l'ensemble. Pour cela, une précontrainte des bottes est introduite lors du montage, avant qu'un système de verrouillage (par feuillard ou sangles fines) permette de maintenir lisses hautes et basses en position (Figure 1). Un premier travail a consisté à proposer une procédure alternative de mise en compression, plus performante en termes de d'effort induit que les techniques actuellement utilisées (sangles de camion par exemple), tout en restant simple et légère.



**Figure 1.** Principe de mise en œuvre d'un mur en paille porteuse (source : Projet adream - Architecteure Boha 2010).

Pour contrôler au mieux la mise en compression du mur, un système de câbles et poulies, couplées à des tire-fort a pu être testé. En insérant des dynamomètres dans cette chaîne de mise en compression, il a été possible d'évaluer la réponse en tassement du mur en fonction du niveau de précontrainte appliqué (Figure 2).



**Figure 2.** Mise en compression d'un mur constitué de bottes de paille – Mesure de la sollicitation appliquée.

Il a été constaté que l'utilisation de poulies permet un meilleur équilibrage des efforts par rapport à des sangles. De plus, le dispositif mécanique de type tire-fort concourt à accroître notablement le niveau de précontrainte dans le mur, ce qui améliore sa stabilité et sa rigidité (de 6000 N/ml avec des sangles, nous avons pu monter jusqu'à 14 000 N/ml pour un même nombre d'éléments actifs).



### 3. Comportement

Différents tests mécaniques ont été effectués, d'abord sur des bottes isolées (paille de blé,  $L \times l \times h = 120 \times 46 \times 36$  cm), puis sur des murs témoins afin de vérifier si le comportement d'une botte isolée (Figure 3) peut s'extrapoler à celui d'un assemblage. Ainsi un contrôle de la mise en compression est envisageable par mesure simple du déplacement, plus simple à effectuer sur chantier qu'un ensemble de mesures par dynamomètre.

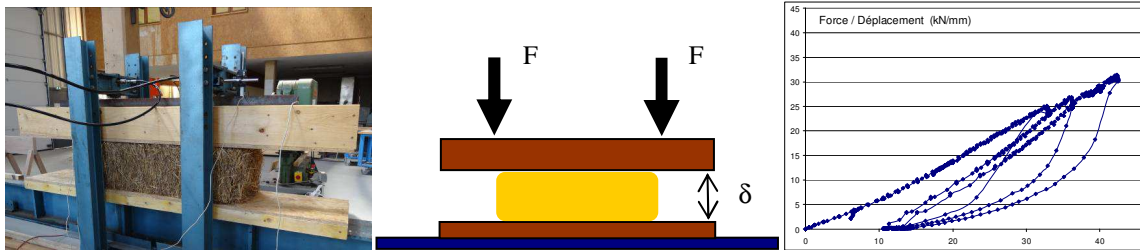


Figure 3. Essai de compression sur botte de paille.

Il a été constaté un comportement non fragile sous sollicitation (les ficelles liant la botte ont tendance à rentrer dans la botte comprimée, mais sans rupture, même à 30 kN de chargement) ce qui est plutôt rassurant du point de vue de la sécurité. La raideur de la botte est bien sûr dépendante de sa densité initiale, fonction du serrage lors de la fabrication par la botteleuse. Les taux d'humidité de chaque botte ont été évalués afin de vérifier la reproductibilité des résultats.

Par la suite, les déplacements ont été mesurés sur un mur témoin ce qui a permis de vérifier la relation force déplacement pour un empilement de 4 bottes (Figure 2).

### 4. Vers une solution constructive

Pour proposer des murs en paille porteuse en tant que solution viable et durable, plusieurs freins peuvent être identifiés, liés notamment à des idées reçues sur le matériau paille : danger du feu, faible résistance, durabilité, effet d'une humidification accidentelle, etc. Afin de démentir certains de ces *a priori* erronés, nous avons réalisé un module rectangulaire de 12 m<sup>2</sup>, avec une précontrainte uniforme correspondant à un tassement de 2 cm par botte de paille, soit 12 cm au total pour les 6 rangées de bottes (Figure 4).



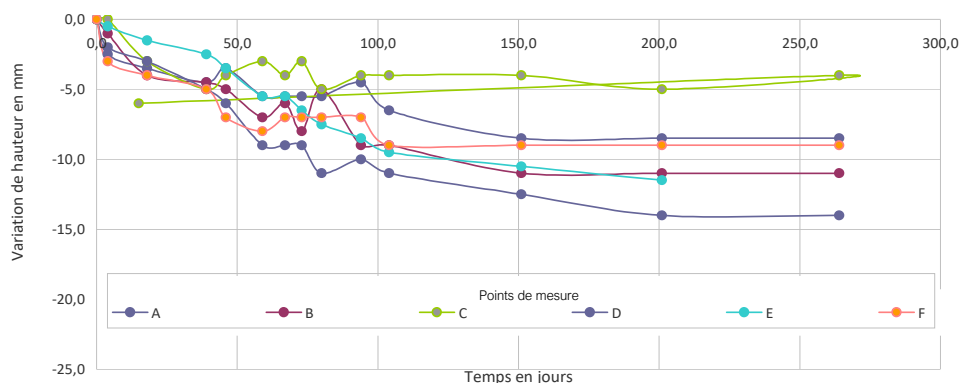
Figure 4. Module de 12 m<sup>2</sup> réalisé en paille porteuse – Enduit extérieur

Une fois ce module enduit sur certaines faces (enduits à base de terre) nous avons procédé à différents tests permettant d'évaluer la résistance mécanique à long terme de la solution proposée (Figure 5) ainsi que sa résistance au feu.



Figure 5. Chargement de murs en paille porteuse pour essai de fluage sur mur brut et enduit.

Des essais de fluage s'avèrent nécessaire afin d'évaluer la tenue dans le temps d'un mur en paille porteuse sous charge. Nous avons réalisé des essais sur deux types de mur : en paille nue et avec enduit sur les deux faces (Figure 5). Après huit mois sous charge (720 kg sur 3 m de long), le mur enduit n'a subi aucune déformation mesurable (mesure au millimètre près à partir de points de mesure régulièrement répartis définis avant chargement). Pour le mur en paille nue (960 kg sur 2,40 m de long) le fluage s'est stabilisé au bout de 6 mois (Figure 6) avec un tassement moyen de 12 mm, soit une déformation de 0,57 %.



**Figure 6.** Tassement d'un mur en paille nue au cours du temps en différents points, charge de 4000 N/m

L'enduit terre, mis en œuvre directement sur la paille brute, nous a également permis de tester la résistance à l'arrachement suivant différentes sollicitations (pour les dispositifs d'accrochage de meubles par exemple) et sa réponse à une exposition ponctuelle au feu (Figure 7)



**Figure 7.** Essai de tenue au feu de l'enduit et d'une botte de paille nue exposés à une flamme de chalumeau.

L'exposition de l'enduit pendant 15 minutes à la flamme d'un chalumeau à 1 300°C a montré une altération mécanique, rendant le matériau cassant mais sans fissuration. Par ailleurs, des mesures de température ont été effectuées en surface et dans le mur, pour évaluer la propagation de la chaleur. Derrière le revêtement, la paille s'est consumée en raison de la forte température, mais sans que le feu se propage pour autant : la forte densité des bottes laisse peu de comburant disponible. Ce phénomène a aussi été observé sur une botte de paille isolée, pour laquelle seule la paille de surface a propagé le feu en début d'essai. Après 6 minutes d'exposition, une profondeur de seulement 10 cm de paille s'était consumée autour de la flamme.

## 5. Conclusion

Par ces travaux, nous avons pu montrer que la mise en œuvre de mur porteur en paille porteuse relève d'une technique accessible et dont la qualité est maîtrisable. Sur le plan mécanique, un mur enduit présente un comportement global (rigidité, fluage) et des caractéristiques locales de tenue au feu et à l'arrachement qui sont comparables à celles des constructions courantes en maçonnerie. Cette solution apparaît tout à fait viable dans le contexte actuel, sans oublier ses avantages sur les plans thermique, acoustique et impact carbone.

## 6. Bibliographie

[RFC 12] RFCP, MEDDTL, Règles professionnelles de construction en paille – Remplissage isolant et support d'enduit, ouvrage collectif. Editions Le Moniteur, <http://www.compaillons.eu>, 180 p., 2012.

[OLI 12] OLIVIER Myriam, ROJAT Fabrice, FORET Gilles, HAMELIN Cédric, Construction en paille porteuse, méthodologie d'essais su comportement mécanique, Colloque International Francophone NoMaD, Toulouse, 19-20 novembre, 2012.



---

# Optimisation de stratégies de chantier et de gestion des déchets pour la déconstruction de bâtiments

Eva Queheille<sup>1</sup>, Nadia Saiyouri<sup>2</sup>, Franck Taillandier<sup>2</sup>, Pierre Guerlou<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Université de Bordeaux-I2M, 351 cours de la Libération, Bât B18, 33405 Talence, France, eva.queheille@u-bordeaux.fr

<sup>2</sup> Université de Bordeaux-I2M, 351 cours de la Libération, Bât B18, 33405 Talence, France

<sup>3</sup> Bordeaux Démolition Services (BDS), 11-13 rue Gay Lussac, 33708 Mérignac, France

---

*RÉSUMÉ.* Le domaine du bâtiment fait face à de nombreux enjeux environnementaux, notamment au travers de sa gestion des déchets lors de démolitions. Afin d'encourager les entreprises du secteur à améliorer leurs pratiques, les réglementations européenne et française ciblent une valorisation matière minimale de 70% massive pour 2020. Cependant, pour atteindre cet objectif, il est nécessaire de prendre en compte la démolition dans son ensemble (depuis le début du chantier jusqu'à la valorisation des déchets). Dans cet article, nous avons proposé un modèle d'optimisation multi-objectif permettant d'optimiser les chantiers de démolition. Le modèle est composé de 17 variables de décision (nombre d'ouvriers, type de traitement des déchets...) qui influencent trois objectifs : coût, délais et valorisation matière. L'application du modèle sur un cas réel a souligné son efficacité et son intérêt : l'approche a permis de trouver une stratégie conduisant à une meilleure valorisation des déchets sans surcoûts ni augmentation des délais.

*ABSTRACT.* Building domain is also confronted by environmental issues, notably with waste management during demolition. In order to encourage companies of the domain to improve their practices, European and French laws target a minimal recovering rate of 70% (in mass) for 2020. However, to fulfill this objective, it is necessary to consider demolition in its globality (from the beginning of the works to waste recovering). In this article, we proposed a Multi-Objective Optimization model that enables to improve demolition sites. The model is composed of 17 decision variables (number of workers, treatment type for waste...) that influence three objectives : cost, delays and recovering rate. Application of the model on a real case highlighted its efficiency and its interest : the approach enabled to find a strategy that reaches a better recovering of waste without excessive costs or delays.

*MOTS-CLÉS :* Déconstruction, Gestion des déchets, Valorisation, Optimisation multi-objectif, Algorithme évolutionnaire.

*KEY WORDS :* Deconstruction, Waste management, Recovering, Multi-objective optimization, Evolutionary algorithm.

---

## 1. Introduction

Le domaine du bâtiment est un secteur-clé en matière d'environnement. Parmi les différents enjeux environnementaux de ce domaine, la gestion des déchets issus de la démolition est d'une importance majeure de par les volumes considérés (plus de 35 Mt par an [CGD 11]) et les impacts auxquels ils contribuent (pollution, impacts sur la santé humaine, surexploitation des terres en décharge...). Pour encourager à mieux gérer ces déchets, la réglementation européenne (Directive-cadre 2008/98/CE [PAR 08]) et française (Loi de Transition Énergétique pour la Croissance Verte [MEE 15]) a ciblé d'ici 2020 l'atteinte de 70% de valorisation matière pour les déchets du BTP. Pour les travaux publics, l'objectif est aisément atteignable : les déchets sont presque exclusivement inertes et sont majoritairement représentés par des terres. Dans le bâtiment, les matériaux sont beaucoup plus variés (cloison de plâtre, dalles minérales, panneaux sandwich...), rendant plus complexe l'atteinte de cet objectif. Les déchets du bâtiment sont certes inertes à hauteur de 72 % [CHA 16]. Mais il est fortement probable que les prochaines années tendront vers un durcissement des réglementations environnementales et des recycleurs (moins de résidus pour un produit recyclé de meilleure qualité), ainsi qu'un intérêt croissant de la maîtrise d'ouvrage envers des démarches plus vertueuses de l'environnement.

Afin de réaliser des chantiers plus écologiques, la déconstruction est la démarche la plus adaptée. Le chantier se déroule alors comme l'inverse de la construction : le dernier élément installé dans le bâtiment est le premier retiré, et ainsi de suite. L'intérêt de cette démarche est que les déchets sont naturellement triés : les matériaux de même fonction et de même nature sont retirés en même temps, ce qui facilite leur évacuation. Le principe de déconstruction peut être appliqué dans le cas de rénovation, où seulement le second œuvre sera traité (phase de travaux dénommée « Curage »), ou dans le cas de démolition, où l'ensemble du bâtiment (second œuvre en phase de curage, puis gros œuvre pendant la phase de travaux dénommée « Démolition ») sera à gérer. La déconstruction reste pourtant un processus encore peu réglementé : les industriels du secteur recherchent le plus souvent les stratégies de démolition les moins chères et les plus rapides, tout en conservant l'idée que recycler plus impose systématiquement des surcoûts. En conséquence, la valorisation matière des déchets en France est figée à l'heure actuelle autour des 45 % [BIO 11].

Plusieurs outils d'aide à la décision pour la gestion des déchets dans le domaine du bâtiment sont proposés dans la littérature [BAN 11, BUH 07, DUM 04, FFB 16, SCH 98]. Mais aucun outil ne prend en compte tout le processus d'un chantier de déconstruction (de la dépose d'un matériau jusqu'à son traitement), limitant leur intérêt. En effet, en raison de la dépendance entre les phases (e.g. il est possible de valoriser un matériau uniquement s'il a été au préalable proprement déposé et trié), il est nécessaire de penser globalement l'acte de démolir/déconstruire. Il est aussi nécessaire de considérer plusieurs objectifs : limiter les coûts et les délais d'un chantier tout en augmentant sa performance environnementale. Dans cette optique, une modélisation multi-objectif de la stratégie de déconstruction est décrite dans ce papier. L'amiante n'est pas pris en compte dans cette modélisation, car le désamiantage est une activité complexe, qui est séparée de la déconstruction.

## 2. Modélisation de la stratégie de déconstruction sous la forme d'un problème multi-objectif

### 2.1. Formulation du problème multi-objectif

La première étape de la formalisation d'un problème multi-objectif consiste à définir les différents objectifs. Les objectifs retenus sont le coût total du chantier (en euros), la durée du chantier (en nombre de jours) et le pourcentage de valorisation matière des déchets tel que défini dans la Directive-cadre 2008/98/CE [PAR 08] (en % massique). Ces objectifs sont influencés par 17 variables, appelées variables de décision, qui vont caractériser une stratégie de démolition. Les variables concernent les ressources (humaines et matérielles) affectées à chaque phase du chantier (curage, démolition...), le type de traitement des déchets (stockage, centre de tri, site de valorisation matière) et le choix des bennes utilisées sur le chantier. Une stratégie de déconstruction est ainsi définie par ces variables de décision. Les contraintes du chantier peuvent être intégrées au modèle en modifiant la valeur maximale que les variables peuvent prendre. Par exemple, pour un chantier avec une petite surface, le nombre maximum d'opérateurs (variable de ressources humaines) peut être manuellement réduit, afin que le modèle propose des stratégies cohérentes et réalisables.

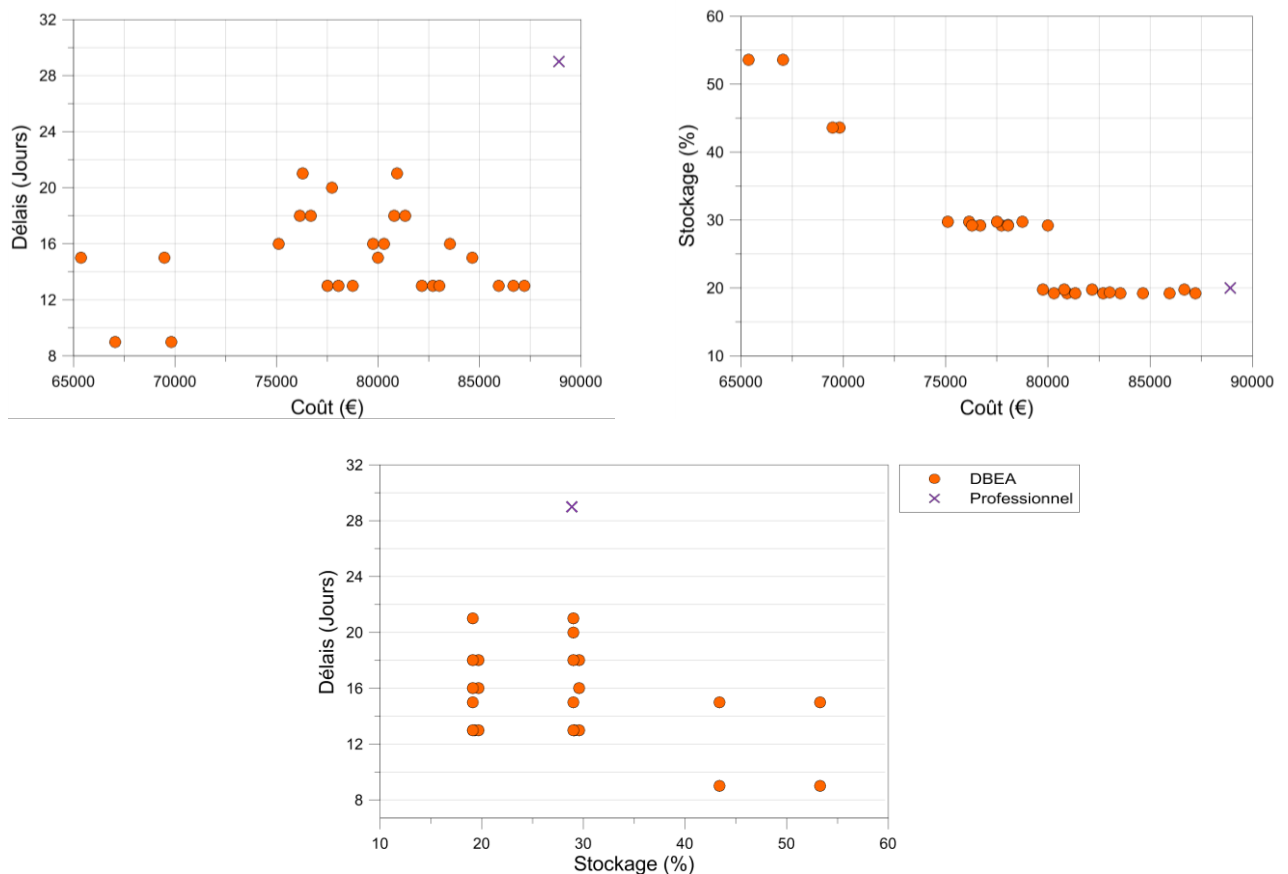
Les objectifs sont calculés à partir des variables de décision via des équations « métier ». Ces équations ont été définies à partir de l'analyse des chargés d'étude en charge de définir la stratégie de démolition pour chaque chantier. Le coût, par exemple, prendra en compte les frais d'installations avant le démarrage du chantier, le nombre et la durée de présence du personnel, le nombre et la durée d'utilisation du matériel, le transport et le traitement des déchets. Le coût et la durée sont à minimiser tandis que le pourcentage de valorisation matière est

à maximiser. Pour la résolution du problème multi-objectif, le pourcentage de valorisation matière est transformé en son inverse, i.e. minimiser le pourcentage de mise en stockage.

La résolution du problème multi-objectif consiste à identifier les combinaisons de variables de décision qui offriront des stratégies optimisées du point de vue des objectifs définis. Étant donné le nombre de combinaisons possibles et la complexité des relations (non linéaires), l'approche par métaheuristique a été préférée à la résolution exacte du problème d'optimisation. L'algorithme sélectionné pour rechercher les solutions optimales est DBEA (Decomposition-Based Evolutionary Algorithm) [ASA 15], dont la méthode de décomposition du problème a démontré son efficacité pour résoudre différents problèmes multi-objectif complexes tels que la construction d'un parc éolien [BIS 18], la gestion du bruit généré par les trafics aériens [HOH 18], la meilleure interprétation d'images médicales [SAR 17]...

## 2.2. Application du modèle sur un cas d'étude réel

Le modèle a été testé sur un cas d'étude réel, donné par l'entreprise partenaire (BDS). L'étude concernait la démolition de sept bâtiments mitoyens majoritairement de niveau R+1 et situés dans le centre-ville d'une commune. Le modèle a été implémenté sous Java avec l'utilisation d'une librairie gratuite et ouverte d'algorithmes évolutionnaires multi-objectif [HAD 17]. La figure ci-dessous (Figure 1) présente le front de Pareto (i.e. ensemble des solutions non dominées) donnés par DBEA, ainsi que la solution définie par le chargé d'étude (croix).



**Figure 1.** Solutions optimales de l'algorithme DBEA selon les trois objectifs « Coût, Délais et pourcentage de mise en stockage ».

La solution du chargé d'étude n'appartient pas au front de Pareto ; il existe des solutions fournies par l'algorithme qui dominent la solution experte sur les trois objectifs. De plus, 47 % des solutions trouvées par DBEA offrent un pourcentage de valorisation matière à minima équivalent, mais pour des coûts et des délais inférieurs. Ces résultats permettent de (a) montrer que recycler plus n'est pas systématiquement accompagné de surcoûts (b) démontrer que le recours à un modèle d'optimisation multi-objectif permet de trouver des solutions meilleures que celles obtenues par la simple expertise. Afin de vérifier l'opérationnalité des solutions trouvées, elles ont été présentées au chargé d'études ; celui-ci a confirmé l'intérêt de certaines de ces solutions.

### 3. Conclusion et perspective

L'application du modèle a démontré l'efficacité de la méthode à obtenir des stratégies de déconstruction plus performantes en environnement sans trop affecter le coût, ni la durée du chantier. Toutefois le modèle présenté doit être complété afin de répondre au défi environnemental de la démolition. Plusieurs points sont en jeu :

- La prise en compte de toutes les spécificités envisageables sur un chantier (ex : plus de matériel)
- L'étude de tous les déchets potentiellement présents dans un bâtiment, et de leurs traitements
- Une évaluation de la performance environnementale par le recours à l'Analyse de Cycle de Vie (ACV) sur l'ensemble d'un chantier de déconstruction, la valorisation matière n'étant pas un indicateur suffisant pour évaluer l'impact environnemental d'un chantier de démolition.

Ces trois points font l'objet de travaux en cours et devraient permettre d'obtenir rapidement un modèle plus complet, plus fiable et intégrant une réelle évaluation environnementale. Il sera alors expérimenté avec des projets réels afin de le valider. Finalement, afin d'aider le chargé d'étude à choisir une solution optimale parmi les solutions appartenant au front de Pareto, il est prévu d'avoir recours à une approche d'optimisation interactive. Un module interactif sera donc ajouté à l'algorithme d'optimisation.

### 4. Bibliographie

- [ASA 15] ASAFUDDOULA, M., RAY, T., SARKER, R., "A decomposition-based evolutionary algorithm for many objective optimization", *IEEE Transactions on evolutionary computation*, vol.19, n°3, 2015, p. 445–460.
- [BAN 11] BANIAS, G., ACHILLAS, C., VLACHOKOSTAS, C., Moussiopoulos, N., PAPAIOANNOU, I., "A web-based Decision Support System for the optimal management of construction and demolition waste", *Waste Management*, vol. 31, n°12, 2011, p. 2497–2502.
- [BIO 11] BIO INTELLIGENCE SERVICE, ARCADIS, IEEP, Service contract on management of construction and demolition waste, European Commission, 2011.
- [BIS 18] BISWAS, P., SUGANTHAN, P.N., AMARATUNGA, G., "Decomposition based multi-objective evolutionary algorithm for windfarm layout optimization", *Renewable Energy*, vol. 115, 2018, p. 326–337.
- [BUH 07] BUHLER, T., BUHE, C., BERDIER, C., BOSCATO, J-F., "Pertinence et faisabilité d'une application d'aide à la planification/gestion de déchets de chantier : Du chantier à la gestion territoriale", *25èmes rencontres de l'AUGC*, Bordeaux, 23-25 mai 2007, p.1-8.
- [CGD 11] COMMISSARIAT GÉNÉRAL AU DÉVELOPPEMENT DURABLE, Déchets gérés par les établissements du bâtiment : quantités et modes de gestion en 2008, *Observation et statistiques : Logement et construction*, n°231, Juillet 2011, Ministère de l'Écologie, du Développement durable, des Transports et du Logement.
- [CHA 16] CHÂTEAU, L., Fiche technique : Déchets du bâtiment, ADEME, 2016.
- [DUM 04] DUMONT, A., JACQUET, A., BOURGE, C-E., GOSSELIN, P., INGELAERE, B., LEGRAND, C., MERTENS, C., MéDéCo Mètré Déchets Construction : Manuel de l'utilisateur, 2004, Office wallon des déchets.
- [FFB 16] FÉDÉRATION FRANÇAISE DU BÂTIMENT, FÉDÉRATION NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS, Déchets et excédents de chantier. <http://www.dechets-chantier.ffbatiment.fr/recherche-centres.aspx> (consulté le 17/03/2017).
- [HAD 17] HADKA, D., MOEA Framework, Java, 2017.
- [HOH 18] HO-HUU, V., HARTJES, S., GEIJSELAERS, L.H., VISSER, H.G., CURRAN, R., "Optimization of noise abatement aircraft terminal routes using a multi-objective evolutionary algorithm based on decomposition", *Transportation Research Procedia*, vol. 29, 2018, p. 157–168.
- [MEE 15] MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'ÉNERGIE ET DE LA MER, Article 79 de la loi n°2015-992 du 17 août 2015 relative à la transition énergétique pour la croissance verte, 2015.
- [PAR 08] PARLEMENT EUROPÉEN ET CONSEIL, Directive 2008/98/CE relative aux déchets et abrogeant certaines directives, *Journal Officiel de l'Union Européenne*, 2008.
- [SAR 17] SARKAR, S., DAS, S., CHAUDHURI, S.S., "Multi-level thresholding with a decomposition-based multi-objective evolutionary algorithm for segmenting natural and medical images", *Applied Soft Computing*, vol. 50, 2017, p. 142–157.
- [SCH 98] SCHULTMANN, F., PITZINI-DUÉE, B., ZUNDEL, T., RENTZ, O., "Développement d'un logiciel d'audit de bâtiment avant démolition", *Annales du bâtiment et des travaux publics*, Numéro d'Avril, 1998, 10 p.

---

# Ressaut hydraulique en canal rectangulaire à radier triangulaire

Khattaoui Mohammed<sup>1</sup>, Boudlal Omar<sup>2</sup>, Achour Bachir<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire de Géomatériaux Environnement et aménagement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (Algérie), khattaoui\_mohammed@yahoo.fr

<sup>2</sup> Laboratoire de Géomatériaux Environnement et aménagement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (Algérie), boudlal\_geniecivil@yahoo.fr

<sup>3</sup> Laboratoire de Recherche en Hydraulique Souterraine et de Surface, Université Mohamed Khider de Biskra (Algérie), bachir.achour@larhyss.net

---

*RÉSUMÉ.* Notre étude s'intéresse au ressaut hydraulique dans un bassin de dissipation de forme rectangulaire à radier triangulaire. Deux approches théoriques sont réalisées. Une approche classique et une nouvelle approche dans laquelle nous avons introduit une force de résistance liés à la forme composée du canal. Les deux équations résultantes sont présentées en termes adimensionnelles afin de leur donner un caractère de validité général. Rappelons ici que la similitude entre deux ressauts hydrauliques exige uniquement l'égalité du nombre de Froude de l'écoulement incident. L'effet du nombre de Reynolds est négligeable du fait que les forces de viscosité sont négligeables devant les forces d'inertie. La connaissance du rapport des hauteurs conjuguées permet d'évaluer le rendement du ressaut à l'aide d'une équation présentée également sous forme adimensionnelle. Une confrontation entre le développement classique et la nouvelle approche est illustrée par des figures aussi bien pour le rapport des hauteurs conjuguées que pour le rendement.

*ABSTRACT.* Our study focuses on hydraulic jump in a dissipation basin of rectangular shape with a triangular base. Two theoretical approaches are realized. A classic approach and a new approach in which we introduced a resistance force related to the channel's composite shape. The two resulting equations are presented in adimensional terms to give them a general validity character. Let us recall here that the similarity between two hydraulic jumps only requires the equality of the Froude number of the incident flow. The effect of the Reynolds number is negligible because the viscosity forces are negligible compared to inertial forces. The knowledge of the ratio of conjugate depths makes it possible to evaluate the yield of the jump using an equation also presented in adimensional form. A confrontation between the classical development and the new approach is illustrated by figures for the ratio of the conjugated heights as well as for the yield.

*MOTS-CLÉS :* ressaut hydraulique, dissipation, forme composée, hauteur conjuguées, rendement.

*KEY WORDS :* hydraulic jump, dissipation, compound shape, conjugated depth, efficiency.

---

## 1. Introduction

Pour éviter l'érosion des canaux et des oueds, la dissipation de l'énergie de l'eau en régime torrentielle peut se faire par le biais du ressaut hydraulique. Pour rappel, le ressaut hydraulique est une brusque transition d'un écoulement en régime torrentiel vers un écoulement en régime fluvial. Plusieurs recherches sont effectuées sur les différentes formes de canaux prismatiques mais très peu de recherche sur les formes composées de canaux. Notre présent travail s'intéresse justement à un type de canal composé. Il s'agit du bassin de dissipation de forme rectangulaire à radier triangulaire.

Deux développements théoriques, par application du théorème d'Euler, sont établis pour évaluer le rapport des hauteurs conjuguées. Le premier est classique et le second, une nouvelle approche tenant compte de la forme composé du canal ou plus explicitement de l'interaction entre le lit mineur et le lit majeur (Proust, 2005). Nous avons également déterminé la relation donnant le rendement du ressaut. Les équations adimensionnelles résultantes sont représentées sur des graphiques afin de bien illustrer la relation entre les différents paramètres hydrauliques et géométriques.

## 2. Rapport des hauteurs conjuguées

### 2.1. Approche classique

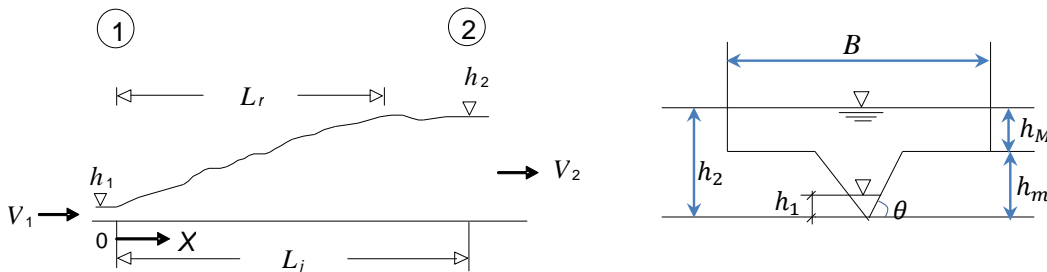
Le théorème d'Euler s'écrit :

$$\frac{d(m\vec{v})}{dt} = \sum \vec{F}_{ext} \quad [1]$$

La figure 1 montre les différents paramètres géométriques et hydrauliques nécessaires à l'application de l'équation de la quantité de mouvement. Les différentes caractéristiques portées sur la figure sont les suivantes :

$\theta$  : Angle d'inclinaison des berges du lit mineur de forme triangulaire ;  $h_m$  : Hauteur de plein bord du lit mineur ;  $h_M$  : Hauteur d'eau dans le lit majeur à la fin du ressaut ;  $h_1$  : Première hauteur conjuguée du ressaut ;  $h_2$  : Deuxième hauteur conjuguée du ressaut ;  $B$  : Largeur du lit majeur ;  $v_1$  : Vitesse moyenne au pied du ressaut ;  $v_2$  : Vitesse moyenne à la fin du ressaut ;  $L_r$  : Longueur du rouleau ;  $L_j$  : Longueur du ressaut.

Pour cette étude, la première hauteur conjuguée du ressaut,  $h_1$ , est toujours prise inférieure à la hauteur de plein bord du lit mineur,  $h_m$ . La deuxième hauteur conjuguée du ressaut,  $h_2$ , quant à elle, est toujours prise supérieure à  $h_m$ .



**Figure 1.** schéma de définition du ressaut et du bassin

En négligeant toutes forces de frottements et en supposant une distribution uniforme pour les vitesses et hydrostatique pour les pressions dans les sections amont et aval du ressaut, l'application du théorème d'Euler abouti à :

$$\rho Q^2 \left( \frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right) = F_1 - F_2 \quad [2]$$

$$A_1 = mh_1^2 ; A_2 = A_m + A_M = mh_m^2 + Bh_M ; m = \cot g(\theta) ;$$

$$F_1 = \bar{P}_1 A_1 = \left( \frac{1}{3} \varpi h_1 \right) (mh_1^2) = \frac{1}{3} \varpi m h_1^3$$

$$F_2 = \varpi \left[ \left( mh_M h_m^2 + \frac{1}{3} m h_m^3 \right) + \frac{1}{2} B h_M^2 \right]$$

En remplaçant et en réarrangeant, l'équation (2) devient :

$$\frac{1}{2} F_1^2 [(\tau^2 + 2\beta\lambda)^{-1} - 1] = \frac{1}{3} - \lambda\tau^2 - \frac{1}{3}\tau^3 - \beta\lambda^2 \quad [3]$$

$$\text{Où, } \beta = \frac{B}{2mh_1}, \tau = \frac{h_m}{h_1}, \lambda = \frac{h_M}{h_1}, F_1 = \sqrt{\frac{2Q^2}{gm^2h^5}}$$

Le rapport des hauteurs conjuguées est tel que :

$$Y = \frac{h_2}{h_1} = \frac{h_m + h_M}{h_1} = \tau + \lambda$$

L'équation (2.16) régit le ressaut hydraulique dans un canal rectangulaire à radier triangulaire. C'est une équation fonctionnelle de forme  $\psi(F_1, \beta, \lambda, \tau) = 0$ .

## 2.2. Nouvelle approche

Dans cette nouvelle approche, une force de résistance due à la forme composée du canal et issue de l'interaction entre le lit mineur et le lit majeur est prise en compte. Soit  $F_x$  la composante horizontale dans le sens de l'écoulement de cette force, l'équation (2.1) de la quantité de mouvement s'écrira donc :

$$\rho Q(v_2 - v_1) = F_1 - F_2 - F_x \quad [4]$$

En s'inspirant des travaux de Achour (2000) et Khattaoui et Achour (2012), nous estimons que la force de résistance du ressaut hydraulique se produisant dans un canal rectangulaire à radier triangulaire due au transfert de la quantité de mouvement (Bousmar et al., 1999) est de la forme :

$$F_x = \frac{1}{2} \varpi (h_2 - h_m) h_1 B \quad [5]$$

Après développement et réarrangement, l'équation d'Euler s'écrit :

$$\frac{1}{2} F_1^2 \left( \frac{1}{\tau^2 + 2\beta\lambda} - 1 \right) = \frac{1}{3} - \lambda\tau^2 - \frac{1}{3}\tau^3 - \beta(\lambda^2 + \lambda) \quad [6]$$

C'est aussi une relation fonctionnelle de forme  $\phi(F_1, \beta, \lambda, \tau) = 0$ .

## 3. Rendement

Le rendement, exprimant la dissipation d'énergie, est exprimé comme suit :

$$\eta = \frac{\Delta H}{H_1} = 1 - \frac{Y + \frac{F_1^2}{4(\tau^2 + 2\beta\lambda)^2}}{1 + \frac{F_1^2}{4}} \quad [7]$$

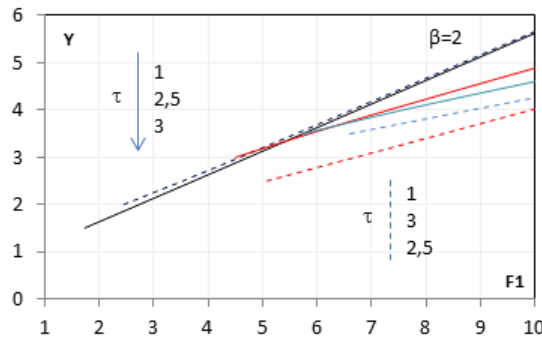
Puisque le rapport des hauteurs conjuguées  $Y$  est fonction de  $F_1$ ,  $\lambda$ ,  $\tau$  et  $\beta$ , la relation (7) est une relation fonctionnelle  $\phi(F_1, \lambda, \tau, \beta) = 0$ .

## 4. Représentation graphique

Le nombre de Froude minimale pour que le ressaut se produit effectivement dans le canal composé est :

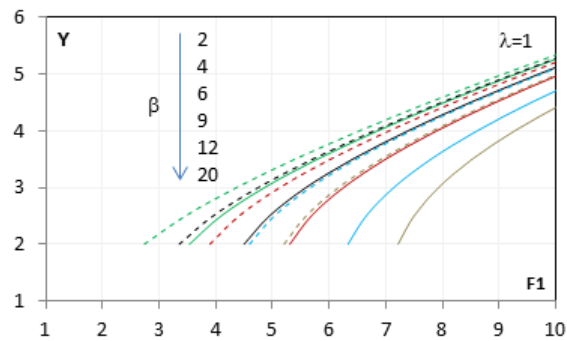
$$F_{1min} = \sqrt{\frac{2(1-\tau^3)}{3[(\tau^2)^{-1}-1]}} = \sqrt{\frac{2(1-\tau^3)}{3[\tau^{-2}-1]}}$$

On se limite à trois graphiques uniquement dans cette article.

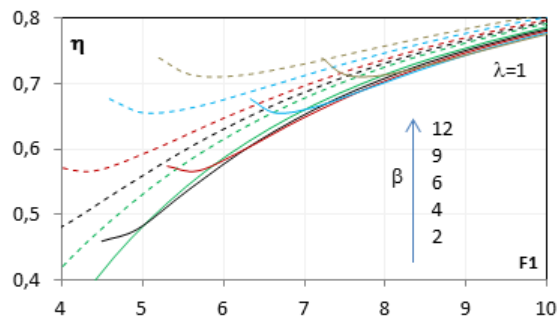


**Figure 2.** Variation de  $Y$  en fonction de  $F_1$  pour différentes valeurs de  $\tau$  et  $\beta = 2$ . (---) approche classique, (—) nouvelle approche.





**Figure 3.** Variation de  $Y$  en fonction de  $F_1$  pour différentes valeurs de  $\beta$  et  $\lambda = 1$ . (---) approche classique, (—) nouvelle approche.



**Figure 4.** Variation du  $\eta$  en fonction de  $F_1$  pour différentes valeurs de  $\beta$  et  $\lambda = 1$

Plusieurs graphiques ont été tracés et nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

Pour que le nombre de Froude ne dépasse pas la valeur de dix, la valeur maximale de  $\tau$  est limitée à 4,5.

Les valeurs maximales de  $\beta$  et de  $\lambda$  sont simultanément de 20 et de 3. Ces limites sont conditionnées par la valeur maximale imposée pour le nombre de Froude au pied du ressaut dont le souci est d'avoir un ressaut stable.

Pour un  $\beta$  donnée, le rapport des hauteurs conjuguées,  $Y$ , augmente avec le nombre de Froude  $F_1$  et ce quel que soit la valeur de  $\tau$ .

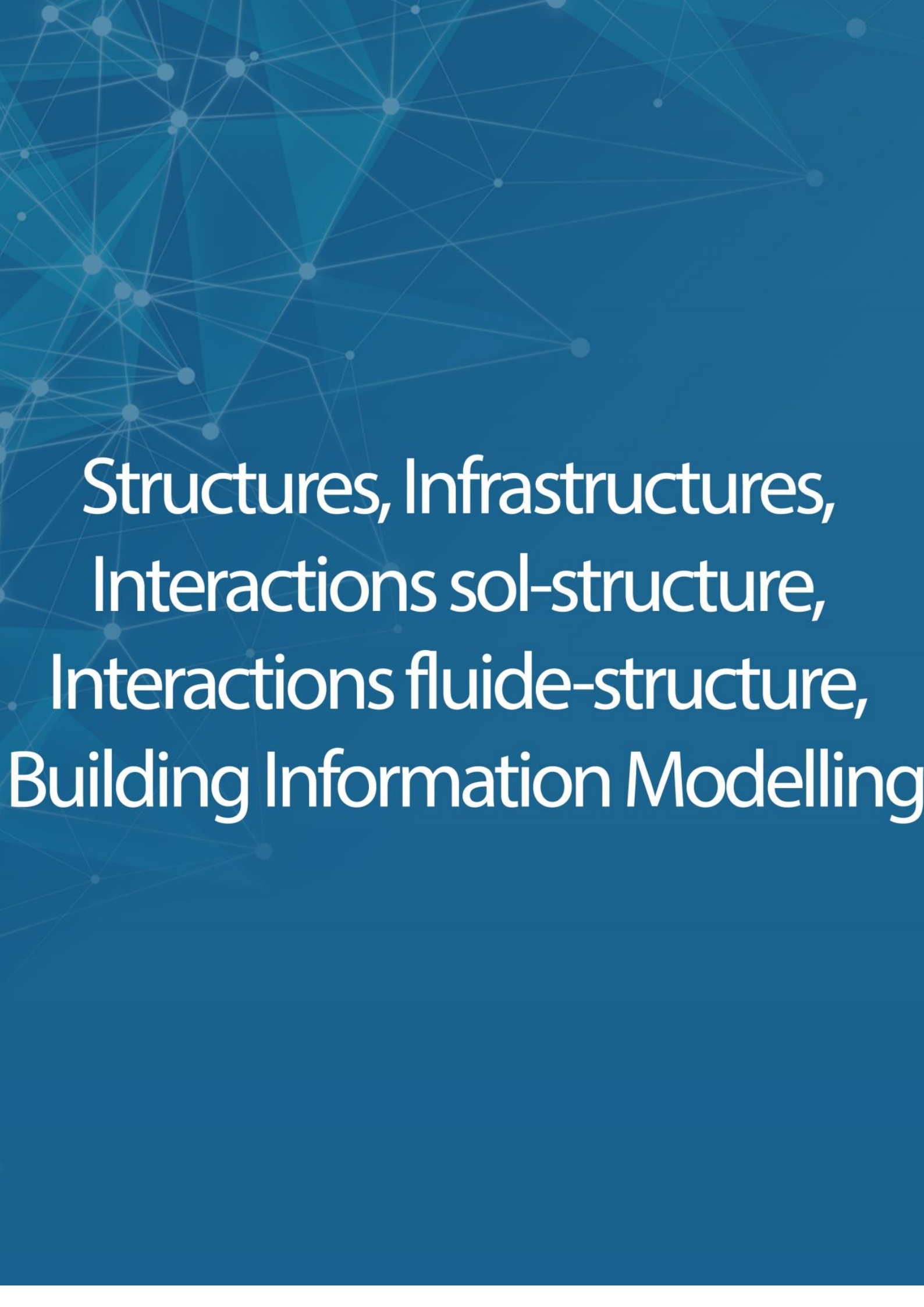
Pour un  $\beta$  fixé et une valeur du nombre de Froude donnée, le rapport des hauteurs conjuguées  $Y$  peut augmenter ou diminuer en fonction de  $\tau$ . Pour les fortes valeurs de  $\tau$ , le rapport  $Y$  diminue avec l'augmentation de celui-ci.

Logiquement la variation du rendement est tributaire à celle du rapport des hauteurs conjuguées. C'est ce que confirme la courbe du rendement.

Enfin, des essais au laboratoire sont indispensables afin d'avoir des valeurs réelles du rapport des hauteurs conjuguées et du rendement.

## 5. Bibliographie

- [ACH 00] ACHOUR B., « Ressaut hydraulique dans une galerie circulaire brusquement élargie », *Journal of Hydraulic Research*, vol. 38, n° 4, 2000, p. 307-311.
- [BOU 99] BOUSMAR D., ZECH Y., « Momentum transfer for practical flow computation », *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 125, n° 7, 1999, p. 696-706.
- [PRO 05] PROUST S., Ecoulements non-uniforme en lit composé : effets de variations de largeur du lit majeur, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 2005.
- [KHA 12] KHATTAOUI M., ACHOUR B., « Ressaut hydraulique en lit composé », *Le Journal de l'Eau de de l'Environnement - Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique.*, n° 20, 2012, p. 44-51.



Structures, Infrastructures,  
Interactions sol-structure,  
Interactions fluide-structure,  
Building Information Modelling

---

# Amélioration de la précision des formules d'interaction pour les structures d'échafaudage sensibles aux effets du second ordre

C. MERCIER<sup>1</sup>, A. KHELIL<sup>1</sup>, F. AL MAHMOUD<sup>1</sup> et A. PAMIES<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Université de Lorraine, IJL, UMR CNRS 7198, Nancy France

charlotte.mercier@univ-lorraine.fr, abdel.khelil@univ-lorraine.fr, firas.al-mahmoud@univ-lorraine.fr

<sup>2</sup> SFECE, Paris France

alain.pamies11@orange.fr

---

**RÉSUMÉ.** Les formules d'interaction proposées par l'Eurocode 3 Partie 1-1 permettent de vérifier la résistance des barres comprimées fléchies en prenant en compte les imperfections initiales de la structure sans toutefois les inclure dans le modèle de la structure. Cependant, à travers plusieurs exemples, nous avons mis en évidence que les résultats obtenus à partir de la vérification des barres comprimées fléchies avec ces formules d'interaction sont surestimés par rapport à une vérification en section, lorsque les imperfections initiales sont incluses dans le modèle. Cette différence est due au coefficient de réduction pour le flambement  $\chi$ , qui est défini pour une structure chargée à son maximum. Afin de pallier ce problème, nous avons donc défini trois nouvelles formules d'interaction, selon la classe de la section transversale et le critère souhaité (élastique, plastique linéaire ou plastique non-linéaire). Ces formules d'interaction sont basées sur la définition d'un facteur de réduction au flambement  $\chi^*$ , variable suivant le niveau de chargement. Une nouvelle procédure de calcul pour le dimensionnement des barres comprimées fléchies sans déversement est proposée.

**ABSTRACT.** The buckling resistance verification according Eurocode 3 Part 1-1 enables to take into account the initial imperfections in the criterion without include them in the model structure. However, through several examples, we can highlighted that the buckling resistance verification overestimates the results compared to the cross-section resistance verification when the initial imperfections are included in the model structure. This difference comes from the buckling reduction factor  $\chi$ , which is defined to a structure loaded at its full potential. To overcome this problem, three new interaction formulae are defined according to the class of the cross-section and the type of resistance criterion used (elastic, linear plastic and non-linear plastic). These new interaction formulae are based on the definition of new buckling reduction factors  $\chi^*$ , dependent on the charge level of the structure. A flow chart of the design procedure for beam-columns without lateral-torsional buckling is proposed.

**MOTS-CLÉS :** effets du second ordre, formule d'interaction, poteau/poutre.

**KEY WORDS :** sensitive structure, second order effects, interaction formulae, beam-columns.

---

## 1. Introduction

Pour le dimensionnement d'une structure, il est nécessaire de mettre en place un modèle et des hypothèses qui reflètent au mieux son comportement. Ainsi, les sollicitations d'une structure peuvent être déterminées à partir d'une analyse au 1<sup>er</sup> ou au 2<sup>nd</sup> ordre selon l'influence de la déformation de la structure. En général, on peut noter sur les structures d'échafaudage, du fait de leur faible rigidité (vis-à-vis de la rigidité des bâtiments), les imperfections structurelles génèrent des effets du second ordre importants qui doivent donc être pris en compte dans le dimensionnement. La difficulté subsiste sur la façon la plus appropriée de définir et de prendre en compte ces imperfections initiales de la structure.

Les montants d'échafaudage sont des éléments soumis à de la compression et de la flexion combinées. Le dimensionnement de telles structures peut être effectué de deux manières :

- Dimensionnement en section : les imperfections initiales sont incluses dans le modèle
- Dimensionnement en instabilité : les imperfections initiales ne sont pas incluses dans le modèle

Cette deuxième méthode est celle proposée par l'Eurocode 3 [NF EN 1993-1-1]. Plusieurs études [TC8 06], [MAQ 01] ont été menées afin de mettre en évidence les fondements théoriques des formules d'interaction de l'Eurocode 3. Cependant, grâce à plusieurs exemples, il est possible de mettre en évidence que les résultats obtenus avec cette méthode sont surestimés par rapport aux résultats obtenus avec une vérification en section, lorsque les imperfections initiales sont incluses dans le modèle.

Afin d'améliorer la précision de ces formules, Boissonnade et al. [BOI 02] propose une nouvelle définition des formules d'interactions. Cependant, cette méthode ne permet pas de prendre en compte le niveau de critère souhaité (élastique, plastique linéaire ou plastique non-linéaire). Ainsi, le but de cet article est de proposer des formules d'interaction plus précises, plus transparentes et qui permettent d'avoir plusieurs niveaux de critère selon la classe de la section transversale.

## 2. Principes actuels de dimensionnement des barres comprimées fléchies

Le dimensionnement d'une barre comprimée fléchie peut être effectué à partir de deux critères :

- Critère de résistance en section en incluant les imperfections initiales dans le modèle :

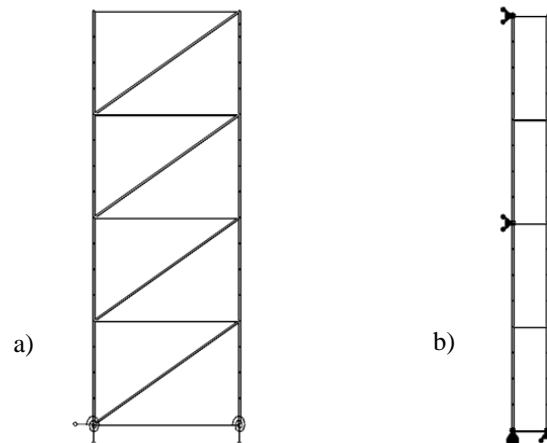
$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}^H}{M_{el,Rd}} \leq 1 \quad [1]$$

- Critère de résistance en instabilité sans inclure les imperfections initiales dans le modèle :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \times \frac{M_{Ed}^I}{M_{el,Rd}} \leq 1 \quad [2]$$

Pour la modélisation des imperfections initiales, nous avons fait le choix d'utiliser la méthode alternative proposée par l'Eurocode 3 (§5.3.2(11)). En effet, cette méthode permet de prendre en compte les aspects géométriques, les conditions aux limites, les propriétés mécaniques intrinsèques et le niveau de chargement de la structure dans la définition de l'imperfection ; ce qui n'est pas possible avec les méthodes conventionnelles de l'Eurocode 3 (§5.3.2(3) et §5.3.2(7)).

Nous avons donc appliqué ces deux méthodes à différentes structures afin de pouvoir les comparer. Les structures étudiées sont présentées sur la figure 1.



**Figure 1.** a) Tour autostable 8x3m : b) Echafaudage de façade 8x0,7m.

La tour autostable est sollicitée avec une charge verticale et une charge horizontale en tête de chaque montant. L'échafaudage de façade est sollicité avec une charge verticale en tête de chaque montant ainsi qu'une charge répartie sur le montant de à l'opposé des appuis de façade. L'intensité des charges varie afin de pouvoir faire varier le coefficient  $\alpha_{cr}$  de chaque structure.

Les résultats présentés ci-dessous sont des résultats pour des critères élastiques. Cependant les mêmes calculs ont été effectués avec des critères plastiques. Les résultats obtenus avec les deux méthodes sont donnés en figure 2.

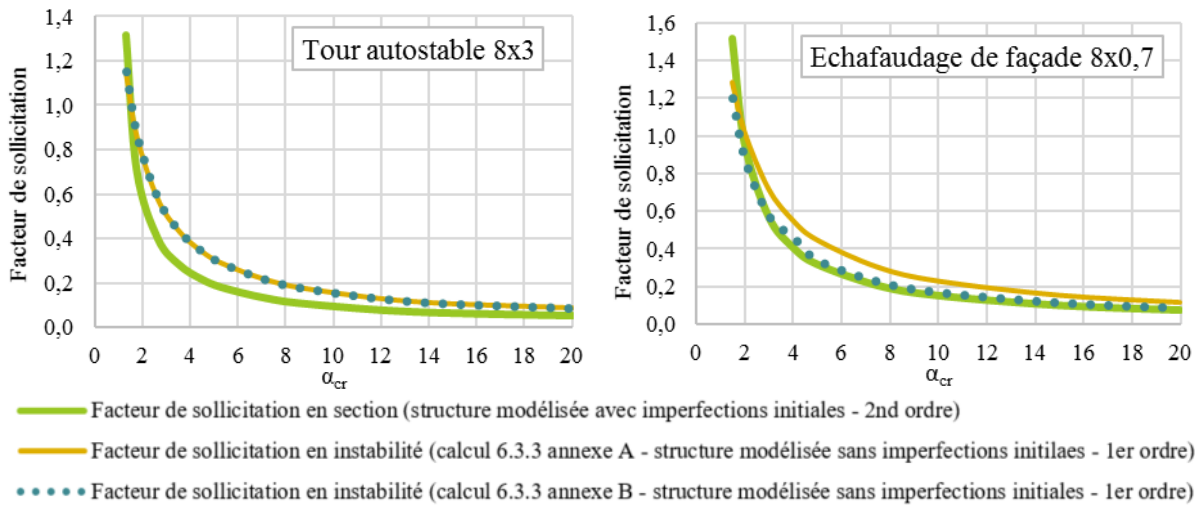


Figure 2. Résultats critères actuels de dimensionnement pour la tour autostable et l'échafaudage de façade.

D'après les résultats précédents, on peut voir que les formules d'interaction de l'Eurocode 3 (§6.3.3), surestiment le résultat par rapport à une vérification en section lorsque les imperfections initiales sont générées dans le modèle de la structure. De plus, la formulation actuelle des formules d'interaction ne permet pas d'apprécier correctement l'effet de chaque sollicitation. Cette différence est due au coefficient de réduction pour le flambement  $\chi$  qui est défini pour une structure chargée à son maximum. Les mêmes écarts ont pu être observés avec un critère plastique. Afin de pallier ce problème, nous avons donc défini une nouvelle procédure de dimensionnement des barres comprimées fléchies, qui permet une évaluation plus juste du facteur de sollicitation sans générer les imperfections initiales dans le modèle de la structure.

### 3. Proposition d'une nouvelle procédure pour le dimensionnement des barres comprimées fléchies

Pour permettre une estimation plus juste du facteur de sollicitation, nous avons donc défini une nouvelle formule d'interaction pour les barres comprimées fléchies, qui permet de prendre en compte les imperfections initiales dans le calcul sans toutefois les générer dans le modèle de calcul. Pour cela, nous avons défini un coefficient de réduction au flambement  $\chi^*$ , qui permet de tenir compte du niveau de chargement de la structure. Afin de tenir compte de la capacité de la section transversale, nous avons défini trois formules d'interaction pour les barres comprimées fléchies : une formule d'interaction élastique, une formule d'interaction plastique linéaire et une formule d'interaction plastique non-linéaire. Pour accompagner ces nouvelles formules d'interaction, nous avons réalisé une procédure de dimensionnement des barres comprimées fléchies (Figure 3) afin de connaître le critère à appliquer suivant la classe transversale, la modélisation ou non des imperfections dans le modèle de calcul et le type de calcul effectué (1<sup>er</sup> ou 2<sup>nd</sup> ordre).

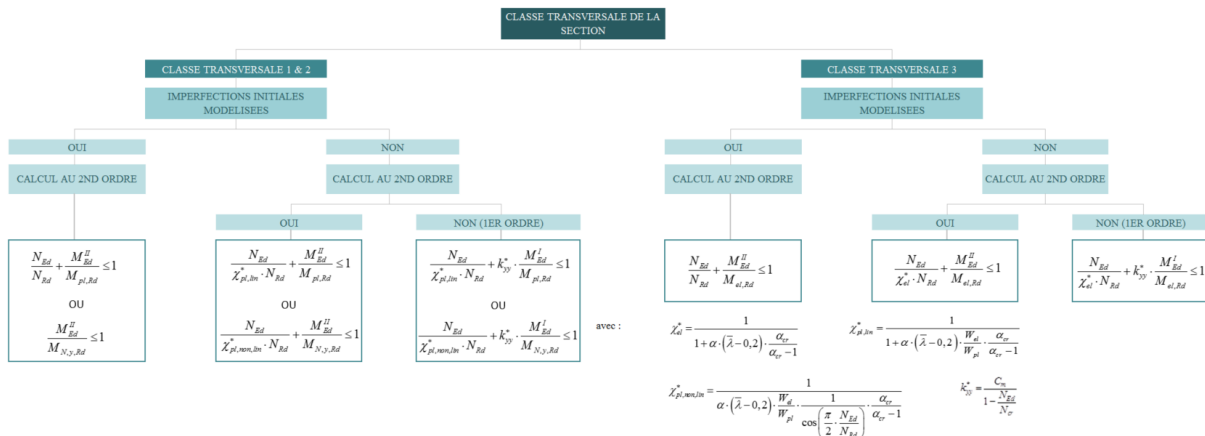
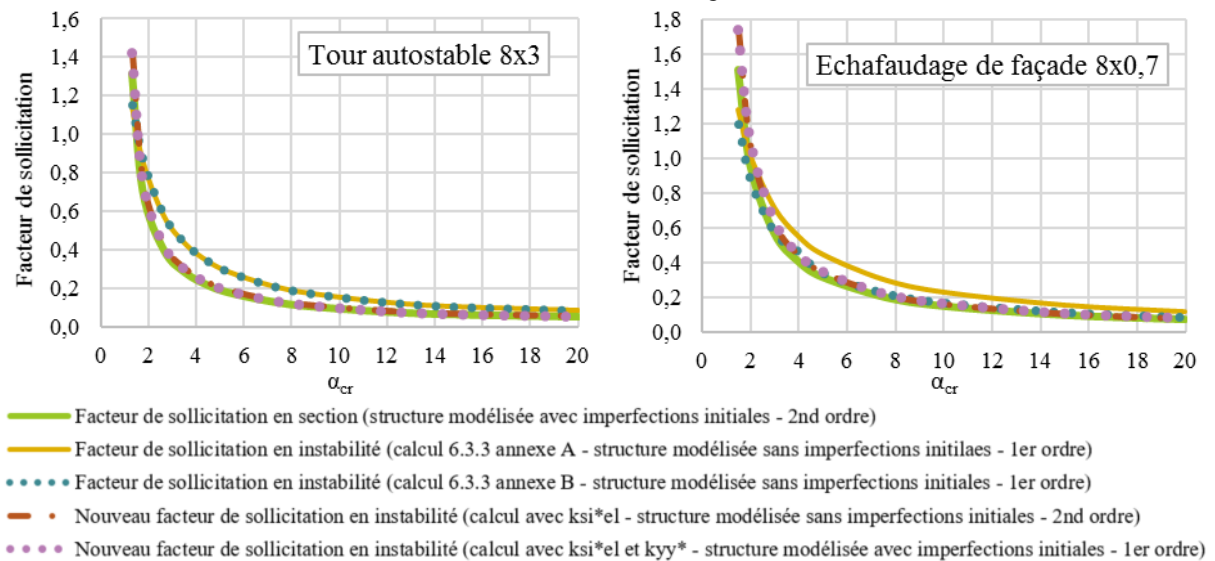


Figure 3. Procédure de dimensionnement des barres comprimées fléchies.

Nous avons donc appliqué ces nouvelles formules d'interaction aux structures précédentes. Comme auparavant les calculs présentés ci-dessous sont ceux pour des critères élastiques ; cependant les mêmes calculs ont été effectués avec des critères plastique linéaire et plastique non-linéaire.

Les résultats obtenus avec les deux méthodes sont donnés en figure 4.



**Figure 4.** Résultats des nouvelles formulations d'interaction pour les barres comprimées fléchies.

On peut donc voir que les résultats obtenus avec la nouvelle formule d'interaction pour les barres comprimées fléchies sont identiques aux résultats obtenus avec la vérification en section lorsque les imperfections initiales sont générées dans le modèle de la structure. Les mêmes résultats peuvent être observés avec les critères plastique linéaire et plastique non-linéaire.

#### 4. Conclusion

Dans cet article, nous avons donc pu mettre en évidence que les résultats obtenus à partir des formules d'interaction de l'Eurocode 3 sont surestimés vis-à-vis des résultats obtenus à partir d'une vérification en section lorsque les imperfections initiales sont générées dans le modèle de la structure.

Afin de pallier ce problème, nous avons donc défini de nouvelles formules d'interaction qui permettent d'estimer au mieux le facteur de sollicitation de la structure sans générer les imperfections initiales dans le modèle. Nous avons défini trois formules d'interaction (élastique, plastique linéaire et plastique non-linéaire) qui permettent de s'adapter à la capacité de la classe de la section transversale de la structure étudiée. Ainsi, une procédure pour expliquer le principe de dimensionnement des barres comprimées fléchies est présentée. Cela permet de connaître le critère à appliquer selon la classe transversale de la section, la modélisation ou non des imperfections initiales ou encore le type de calcul effectué (1<sup>er</sup> ou 2<sup>nd</sup> ordre). Avec l'application de ces critères à différentes structures, nous avons pu mettre en évidence que ces nouvelles formules permettent d'obtenir des résultats équivalents à la vérification en section avec les imperfections initiales générées dans le modèle de calcul.

#### Bibliographie

[NF EN 1993-1-1] NF EN 1993-1-1, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, Afnor, 2005.

[TC8 06] TC8, *Physical background to beam-column formulae in EC3*, Afnor, 2006.

[MAQ 01] MAQUOI R., BOISSONNADE N., MUZEAU J.P., VILLETTE M., « The interaction formulae for beam-columns: a new step of a yet long story », *Proceedings of the 2001 SSRC Annual Technical Session & Meetings*, 2001, p. 63-88.

[BOI 02] BOISSONNADE N., JASPART J.P., VILLETTE M., « Improvement of the interaction formulae for beam-columns in Eurocode 3 », *Computers and Structures*, vol. 80, 2002, p. 2375-2385.



---

# Comportement en flexion d'un panneau sandwich avec peaux hybrides (GFRP–Matrice minérale) liées par une âme GFRP.

**Khaled DJAMA, Laurent MICHEL, Aron GABOR, Emmanuel FERRIER**

*Université de LYON, Université Claude Bernard Lyon1 - Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction (LMC<sup>2</sup>), 82 boulevard Niels Bohr, La Doua, 69622 Villeurbanne Cedex*

*[khaled.djama@gmail.com](mailto:khaled.djama@gmail.com), [laurent.michel@univ-lyon1.fr](mailto:laurent.michel@univ-lyon1.fr), [aron.gabor@univ-lyon1.fr](mailto:aron.gabor@univ-lyon1.fr), [emmanuel.ferrier@univ-lyon1.fr](mailto:emmanuel.ferrier@univ-lyon1.fr)*

---

*RÉSUMÉ. Les panneaux sandwich sont grandement utilisés dans le domaine de l'aéronautique. En génie-civil, leur utilisation comme panneaux d'habillage en façade est assez répandue. En tant qu'éléments structurels, celles-ci restent peu étendues. L'objectif de ces travaux de recherche porte sur le développement de panneau de façade performant du point de vue mécanique. Les résultats de cette étude montrent un bon comportement en flexion de la structure testée, ainsi qu'une possibilité d'utilisation comme panneaux de grandes portées (1 à 6 m) pour une masse surfacique d'environ 20kg/m<sup>2</sup> (avec peaux hybride GFRP-Matrice minérale). La liaison des deux peaux du panneau GFRP-matrice minérale par des connecteurs en GFRP permet un comportement limitant les effets de cisaillement. Les couches minérales de part et d'autre du panneau permettent la tenue au feu, participent à la rigidification du système et reprennent les efforts de compression. Une modélisation numérique est proposée. Une loi de comportement plastique-endommageable est retenue pour la modélisation des couches minérales. L'effet de l'introduction d'une loi de traction-séparation (mode 2) dans la modélisation de l'interface GFRP–Matrice minérale est discuté.*

*ABSTRACT. Sandwich panels are widely used mainly in the aeronautic field. In civil engineering, we find some applications as cladding panels. The use of sandwich panels as structural elements is still rare. The results of the current research show an efficient bending behaviour related to the weight of the panel (20kg/m<sup>2</sup> using hybrid GFRP and mineral matrix skins). The connection of the two skins by GFRP connectors leads to a monolithic behavior. The mineral matrix guarantees protection against high temperature solicitations, increases the stiffness of the system and avoids the buckling of the compressed GFRP skin. A finite element model is presented using a Concrete Damage-Plasticity law for the mineral matrix. The effects of introducing a tensile-slip law (mode 2) for the GFRP–Mineral matrix interface are discussed.*

*MOTS-CLÉS : Panneaux sandwich, Âme en GFRP, Élément fini, Flexion, Plastique-endommageable, Traction-séparation.*

*KEYWORDS: Sandwich panels, GFRP core, Finite element, bending, Concrete Damage-plasticity, tensile-slip mode.*

---

## 1. Introduction

Dans le but de garantir des performances mécaniques élevées tout en minimisant la masse, les panneaux sandwichs sont généralement constitués d'un matériau d'âme peu dense lié avec deux peaux de part et d'autre de l'âme. Le matériau d'âme peut prendre la forme de mousse (généralement en polymère) ou de structure creuse (nid d'abeille, structure en I, structure en Z...) [BIR 18]. Les peaux peuvent être métalliques ou en matériaux composites (à matrice organique ou inorganique). Les matrices inorganiques ont une masse volumique plus importante que les matrices conventionnelles époxydiques, néanmoins elles reprennent parfaitement les efforts de compression et répondent à la problématique de tenue au feu. Leur utilisation comme parement de façade est très appréciée des architectes.

Les problématiques mécaniques rencontrées avec l'utilisation des panneaux sandwich sont principalement :

- Une flèche de cisaillement non négligeable, due dans la plupart des situations à une faible rigidité de l'âme
- La délamination entre les différents constituants.
- Le flambement des peaux fines sous chargement concentré.

Globalement, il s'agit donc de limiter le cisaillement inter laminaire en assurant une bonne liaison entre les peaux.



## 2. Le panneau sandwich étudié

Le panneau sandwich étudié est constitué de deux peaux en GFRP reliées par connecteurs mécaniques avec un angle de  $\pm 45^\circ$  formés de la même matière (procédé SAERTEX [SAE 18]). Les fibres de verre de ces connecteurs sont aiguillées dans une mousse polyuréthane. Après la mise en place des tissus de verre qui renforcent les peaux, le panneau est polymérisé par infusion sous vide [YEN 09] avec une matrice vinylester dont la viscosité est compatible avec ce processus de fabrication. Une couche de matrice minérale est coulée de chaque côté de ce panneau. La Figure 1 illustre ce propos.

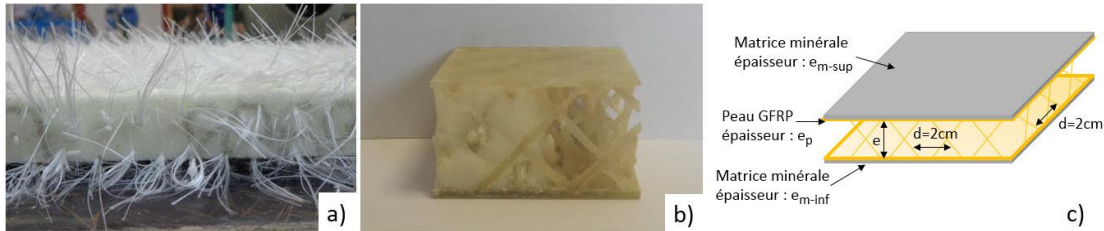


Figure 1. Description de la géométrie des panneaux

## 3. Caractéristiques géométriques et mécanique des matériaux

Le Tableau 1 donne les caractéristiques géométriques et mécaniques des peaux et des connecteurs en GFRP. Le module d'élasticité du composite est calculé par la loi des mélanges. Le textile constituant les peaux est en fibres de verre tissées bidirectionnel d'un grammage de 400gr/m<sup>2</sup>.

Tableau 1. Caractéristiques géométriques et mécaniques des peaux et des connecteurs en GFRP.

Dénomination	Caractéristiques [mm]	V <sub>f</sub> [%]	E <sub>fibres</sub> [MPa]	E <sub>résine</sub> [MPa]	E <sub>composite</sub> [MPa]
Peaux GFRP	Epaisseur : 1,3	50%	73000	4000	38500
Connecteurs GFRP	Rayon : 1	10%	73000	4000	10900

La matrice minérale à base cimentaire a une masse volumique de 1900kg/m<sup>3</sup> à l'état durci. Ses caractéristiques mécaniques sont déterminées par des essais de compression et de traction directe [BRO 05] réalisés sur 5 éprouvettes cylindriques, de 4cm de diamètre et de 8cm de hauteur, dans chacun des cas.

## 4. Essais et discussion des résultats

L'étude se compose de deux types de tests en flexion :

– Un test de flexion trois points sur appuis rapprochés ( $L=25\text{cm}$  ;  $H/L=0,08$ ), générant de fortes contraintes de cisaillement. Il est réalisé sur des plaques de 9cm de large. Les épaisseurs  $e_{m-sup}$  et  $e_{m-inf}$  (Figure 1) sont de 5mm. L'épaisseur  $e$  est de 10mm. L'essai est piloté en déplacement avec une vitesse de 1mm/mn. Les résultats force – déplacement à mi-travée sont présentés dans la Figure 2.

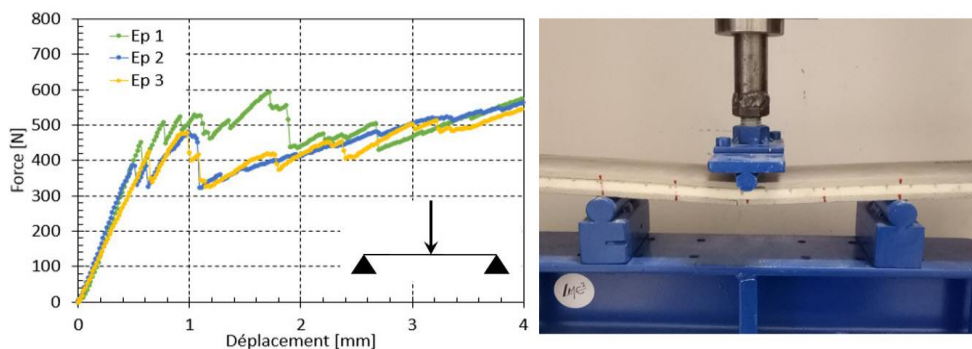
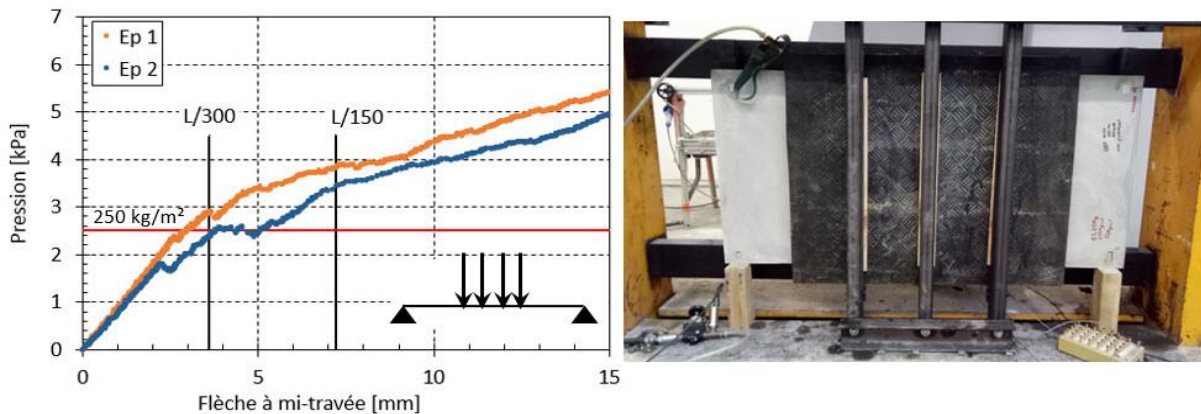


Figure 2. Flexion 3 points. A gauche : Courbe force – déplacement. A droite : Photographie de l'essai.

Les courbes force – déplacement de la Figure 2 présentent un comportement quasi-linéaire jusqu'à 400N environ, puis il s'en suit une phase d'endommagement de la matrice minérale tendue accompagnée d'une délamination à l'interface GFRP–Matrice minérale.

– Un test de flexion sur des plaques d'échelle 1 (120cm×60cm) biarticulées d'éclatement H/L de 0,026. La portée est de 108cm. Le chargement est réparti sur 63cm et appliqué par le biais d'un coussin gonflable. Les épaisseurs  $e_{m-sup}$  et  $e_{m-inf}$  sont respectivement de 5mm et 2mm. L'épaisseur  $e$  est de 20mm. Le chargement est appliqué sur la couche de 5mm de matrice minérale. L'essai est conduit en augmentant la pression dans le coussin. Les résultats sont présentés dans la Figure 3.



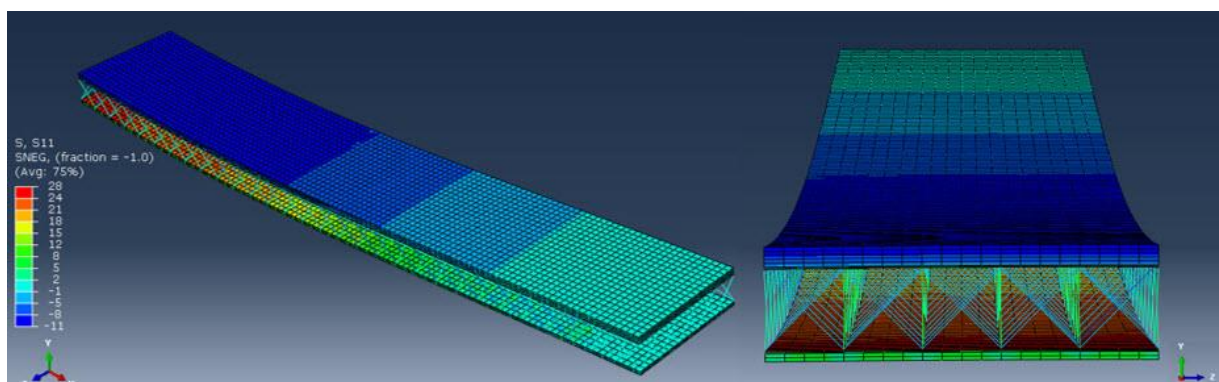
**Figure 3.** Résultats de l'essai de flexion sous chargement réparti + Photographie de l'essai.

Les résultats montrent une courbe quasiment bilinéaire. La perte de rigidité est associée à la fissuration de la matrice minérale tendue. Cela est confirmé par des résultats de jauges de déformation qui font apparaître l'amorce de la phase de fissuration. Comme le montre la modélisation numérique explicitée dans le paragraphe suivant, cette phase est accompagnée par un endommagement de l'interface GFRP – Matrice minérale.

## 5. Modélisation numérique

### 5.1. Modèle et lois de comportement

La modélisation numérique est réalisée sous le logiciel *Abaqus/CAE*. Une formulation implicite avec une résolution par la méthode de Newton est utilisée. Les peaux GFRP sont modélisées par des éléments coques à 4 nœuds (5mm×5mm) et les connecteurs les reliant sont modélisés par des éléments treillis (1 élément par connecteur). La loi de comportement adoptée est linéaire isotrope. La matrice minérale est modélisée par des éléments massifs cubiques à 8 nœuds (5mm×5mm×1mm) (Figure 4). Une loi de comportement plastique-endommageable est retenue pour approcher le comportement non linéaire en compression et la fissuration par des déformations inélastiques. C'est une extension du modèle de Drucker-Prager [LUC 96] basée sur la définition d'une surface limite au-delà de laquelle le comportement n'est plus linéaire [CHI 17]. Une loi de traction-séparation définit la rupture en mode 2 de l'interface GFRP–Matrice minérale [PEN 13]. Ses paramètres sont calés sur l'essai de flexion 3 points (Figure 2) et sont repris dans la modélisation des panneaux d'échelle 1.



**Figure 4.** Visualisation du maillage Eléments finis

## 5.2. Confrontation avec les résultats expérimentaux

Les résultats de la modélisation sont confrontés aux résultats expérimentaux dans la Figure 5.

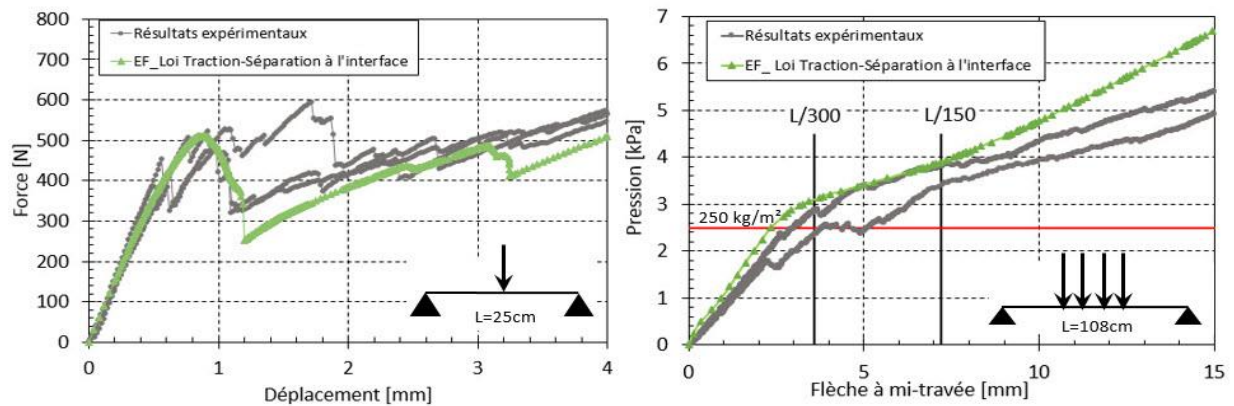


Figure 5. Confrontation modélisations – essais

Ils montrent une bonne corrélation par rapport aux résultats expérimentaux. La prise en compte de l'endommagement de l'interface GFRP–Matrice minérale par la loi de traction-séparation est nécessaire pour reproduire précisément le comportement des poutres testées en flexion 3points. Pour les plaques d'échelle 1, l'analyse numérique montre que les contraintes de cisaillement générées n'endommagent pas l'interface. Cela correspond aux observations expérimentales.

## 6. Remerciements

Les auteurs remercient le projet FUI « Printcim » pour le financement de l'étude et également l'entreprise SAERTEX pour la fourniture des matériaux d'âme des panneaux. Les auteurs remercient également l'équipe de techniciens (E. Janin et N. Cottet) pour leur support technique.

## 7. Conclusions et perspectives

La liaison des peaux du panneau sandwich par des connecteurs rigides permet un comportement monolithique du panneau. Vu les résultats de flexion (Figure 3), une utilisation comme panneaux de bardage de grandes dimensions, ou comme éléments structurels légers (environ 20kg/m<sup>2</sup> pour les configurations présentées) est envisageable sous réserve d'études complémentaires : impact, fatigue, fluage... Les paramètres de la loi de traction-séparation de l'interface GFRP–Matrice minérale (contrainte de cisaillement ultime, énergie de propagation des fissures, rigidités des éléments d'interface) feront l'objet d'une détermination rigoureuse par l'expérience, pour consolider l'implémentation du modèle numérique (essais push-out, End Notched Flexure tests). L'impact de l'introduction d'une telle loi sur le résultat de la modélisation dépend grandement des paramètres géométriques du test et du mode de chargement.

## Bibliographie

- [BIR 18] BIRMAN V., KARDOMATEAS G. A., « Review of current trends in research and applications of sandwich structures », *Compos. Part B Eng.*, vol. 142, p. 221- 240, juin 2018.
- [BRO 05] BROCKMANN T., Mechanical and fracture mechanical properties of fine grained concrete for textile reinforced composites, Thèse de doctorat, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2005.
- [CHI 17] CHI Y., YU M., HUANG L., XU L., « Finite element modeling of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete using modified concrete damaged plasticity », *Eng. Struct.*, vol. 148, p. 23- 35, oct. 2017.
- [JUN 16] JUNES A., SI LARBI A., « An indirect non-linear approach for the analysis of sandwich panels with TRC facings », *Construction and building materials*, vol 112, p.406-415, mars 2016.
- [LUC 96] LUCCIONI B., OLLER S., DANESI R., « Coupled plastic-damaged model », *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 129, no 1, p. 81- 89, janv. 1996.
- [PEN 13] PENG L., Modélisation numérique d'assemblages collés : Application à la réparation de structures en composites, Thèse de doctorat, Université de Bourgogne, 2013.
- [SAE 18] « Core material for composites: SAERfoam® ». [En ligne]. Disponible sur : <https://www.saertex.com/en/products/saerfoam>. [Consulté le : 09-mars-2018]
- [YEN 09] YENILMEZ B., SENAN M., MURAT SOZER E., « Variation of part thickness and compaction pressure in vacuum infusion process », *Compos. Sci. Technol.*, vol. 69, no 11, p. 1710- 1719, sept. 2009.

---

# Comportement expérimental global et local des couvre-joints avec trous oblongs

Edouard Cavène<sup>1,2</sup>, Sébastien Durif<sup>1,2</sup>, Abdelhamid Bouchair<sup>1,2</sup>, Evelyne Toussaint<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Université Clermont Auvergne, Institut Pascal, Campus Universitaire des Cézeaux, 4 Avenue Blaise Pascal, 63178 Aubière, France

<sup>2</sup> CNRS, UMR 6602, Institut Pascal, 63178, Aubière, France

---

*RÉSUMÉ. De nos jours, l'architecture a tendance à associer différents matériaux. Ces matériaux présentent des comportements différents face aux variations thermiques. Cette association induit donc de nouvelles problématiques liées à des gradients de déformations thermiques à l'interface entre ces matériaux. Les trous oblongs présentent un intérêt particulier dans ce contexte car ils permettent de libérer les déplacements dans une direction tout en assurant une reprise totale des efforts dans la direction perpendiculaire au trou. Le comportement de tels assemblages est assez peu documenté dans la littérature. Ainsi, ce travail s'attache à étudier le comportement d'assemblages présentant des trous oblongs d'un point de vue global en terme de résistance et raideur avant d'approfondir au niveau local en utilisant une technique de mesure de champs sans contact (corrélation d'image). Ce travail pour but de développer ultérieurement des modèles analytiques pour prédire le comportement de tels assemblages.*

*ABSTRACT. Today, architecture tends to mix different materials. These materials presents very different behavior regarding to thermal variations. So, new challenges are raised in order to managed large gradients of thermal deformations in the connection zone between to different materials. Cover-plate with slotted holes are very interesting in that context because they allows to release a degree of freedom along the hole while the perpendicular one is blocked. However, few studies deals with the behavior of such connections. Face to the lack of knowledge, this work studies the global behavior of cover-plates with slotted holes with the strength and the stiffness before leading to a more in-depth study using full field measurement method (DIC). This work raises the bases of a future development of an analytical model describing the behavior of cover-plate with slotted-holes.*

*MOTS-CLÉS : Étude expérimentale ; couvre joints ; trous oblong ; Eurocode 3 ; corrélation d'image.*

*KEY WORDS: Experimental tests ; cover-plate joints ; slotted holes ; Eurocode 3 ; DIC.*

## 1. Introduction

Les choix architecturaux d'aujourd'hui tendent associer différents matériaux. Cependant, l'assemblage de différents matériaux implique la mise en place de systèmes permettant de gérer des gradients de déformations thermiques entre les matériaux dans les zones d'assemblages. Ainsi, les trous oblongs trouvent toute leur place dans ce contexte. Cependant, même dans le cas d'assemblage avec des matériau de même nature (métal-métal) le comportement de ces assemblages tant au niveau global (calcul des raideurs et efforts caractéristiques de l'assemblage) qu'au niveau local (cinématique de déformation) reste très peu traité. Au niveau global, l'étude de Wald et al [WSMM04] s'attache à traiter la raideur de tels assemblages. Ici, la DIC est utilisée pour caractériser la raideur initiale. Au niveau local, la ruine de la pince longitudinale de l'assemblage permet de prétendre à une grande ductilité en pression diamétrale. Ce travail s'inspire des techniques adoptées pour l'étude des couvre-joints avec trou circulaire [TDBG17]. En effet, le suivi des déformations par mesure de champs dans la pince longitudinale pour différentes géométries permet de mettre en évidence deux modes de ruines bien distincts. Ici, c'est la DIC qui est utilisée à cause des niveaux de déformations bien plus importants que pour l'étude des couvre-joints avec trous circulaire [TDBG17] tout en proposant une résolution de mesure de qualité [RTJB17].

## 2. Contexte expérimental

### 2.1. Géométrie des éprouvettes testées

Deux géométries d'éprouvettes sont étudiées. Les paramètres géométriques sont présentés en Figure 1. Seule la valeur de la pince longitudinale  $e_3$  varie afin d'avoir une valeur hors du cadre de l'Eurocode pour E1-1 et dans le cadre pour E1-1.5.

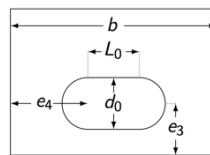


Figure 1. Paramètres géométriques

Les valeurs des pinces longitudinales et transversales, longueur et diamètre du trou sont résumées dans le Tableau 1.

Éprouvettes	$d_0$ (mm)	$L_0$ (mm)	$e_3$ (mm)	$e_4$ (mm)
E1-1	13	13	13	26
E1-1.5			19,5	

Tableau 1. Géométrie des éprouvettes

### 2.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le matériau utilisé pour réaliser les éprouvettes tests sont issues d'une même tôle de 6mm d'épaisseur de limite élastique  $f_y$   $374 \pm 3$  MPa et de limite ultime  $f_u$   $473 \pm 1$  MPa. Les boulons utilisés sont des M12 de classe 12.9.

### 2.2. Montage des éprouvettes

Le principe du montage des éprouvettes est présenté en Figure 2. Au cours de l'essai, le boulon est mis en flexion par double cisaillement. Une rotule plastique se développe alors. Les deux capteurs de déplacements permettent d'évaluer la rotation du boulon due à cette rotule au cours de l'essai. De cette manière, le déplacement relatif du boulon par rapport à la plaque est mesuré plus finement.

#### 2.1. Résolution des capteurs de déplacement et résolution de mesure en DIC

Afin d'évaluer les limites de mesure, il est nécessaire de connaître la résolution des capteurs de déplacement et de déterminer la résolution de mesure en corrélation d'image. Concernant les capteurs de déplacement, les LVDT ont une précision inférieure au centième de millimètre. D'un autre côté, la prise d'image pour la DIC est effectuée avec une caméra refroidie PCO2000 dotée d'un capteur encodée en 14 bit. La corrélation est effectuée par le logiciel Ncorr [B1AA15]. La résolution de mesure en déplacement obtenue est de l'ordre de 3 millième de pixels.



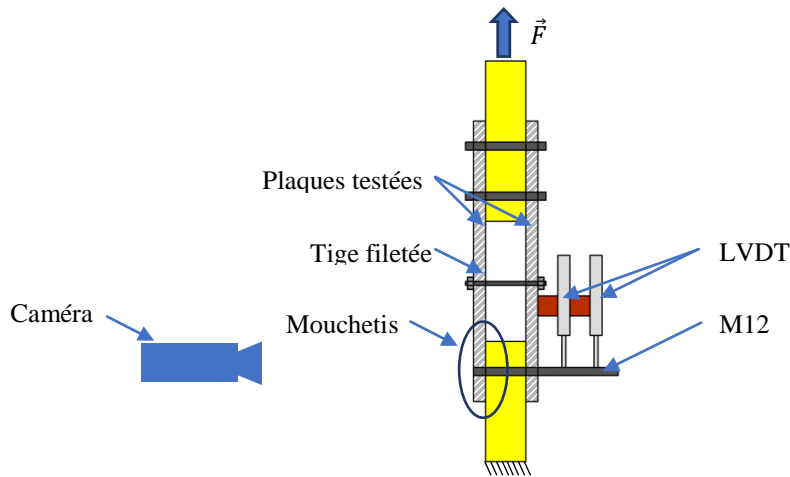


Figure 2. Montage des éprouvettes

### 3. Résultats et discussions

#### 3.1. Courbes force-déplacement

Les courbes force-déplacement pour les éprouvettes E1-1 et E1-1.5 sont présentées en Figure 3. Chaque configuration a été testée avec deux jeux d'éprouvettes. C'est pourquoi les notations en légende présentent des indices 1 et 2 pour chaque géométrie. Les courbes des éprouvettes E1-1 sont à priori tout à fait similaire entre elles contrairement à E1-1.5 où une certaine dispersion est visible entre courbe en DIC et LVDT. Les éprouvettes n'ayant développées aucun mouvement hors plan, seule la partie de mise en place et de rotation du boulon n'est pas assez bien corrigée par la disposition des capteurs. L'observation des valeurs de raideurs permet de mettre en évidence ce phénomène.

#### 3.2. Comparaison des raideurs par DIC et LVDT (Comportement global)

Les valeurs des raideurs issues de la corrélation et des LVDT pour les deux éprouvettes sont obtenues à partir du calcul de la dérivée temporelle de l'effort. Elles sont présentées dans le tableau **Tableau 2**. Les raideurs issues des LVDT ou de la DIC sont du même ordre de grandeur (15% d'écart) pour E1-1 contrairement à E1-1.5 où une différence de l'ordre de 50% est observée. Du fait de la rigidité importante de la pince longitudinale pour E1-1.5, des phénomènes de rotations et d'effet de mise en place du boulon sont présents. Ces phénomènes influent largement sur la mesure du déplacement par le LVDT fixé sur l'éprouvette. La DIC (sous réserve de l'absence de mouvement hors plan), étant une mesure sans contact, semble donc plus adaptée à la mesure de ces déplacements afin de s'affranchir de ces questions de rotation du boulon et de mise en place de l'éprouvette dans la machine d'essai.

Éprouvette	$K_{\text{initial}}$ en kN/mm (LVDT)	$K_{\text{initial}}$ en kN/mm (DIC)
E1-1	40,3±0,3	47,4±2,8
E1-1.5	50,9±3,32	76,6±4,4

Tableau 2. Raideurs initiales des éprouvettes

#### 3.3. Mise en évidence de deux modes de comportement (Comportement local)

Les **Figure 4** a) et b) présentent des cartes de déformations caractéristiques des modes de comportement de ces assemblages. L'éprouvette E1-1 présente un mécanisme de déformation avec le développement de trois rotules dans la pince longitudinale après le changement de pente de la courbe force-déplacement (**Figure 3**). Les rotules sont traduites par le développement de lobes de déformations positives et négatives en vis-à-vis le long des 3 lignes verticales de la figures 4 a). Par ailleurs, après le changement de pente, E1-1.5 présente lui une pénétration du boulon dans la pince longitudinale qui se traduit par un flux de déformations négatives le long de la ligne verticale sur la figure 4b). L'étude du comportement local permet de mettre en évidence la présence deux modes de comportement différents en fonction de la taille de la pince longitudinale.

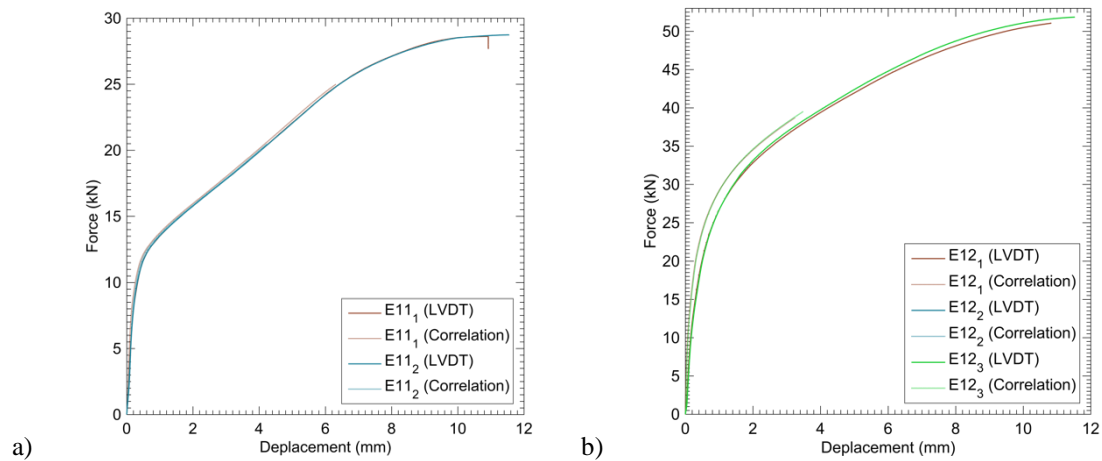


Figure 3. Courbes force-déplacement a) E1-1, b) E1-1.5

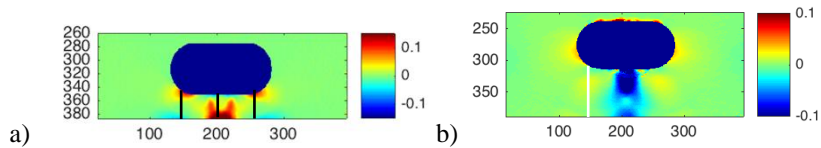


Figure 4. a) Déformation  $\varepsilon_{xx}$  E1-1 à 17,7kN et b) Déformation  $\varepsilon_{yy}$  E1-1.5 à 36kN

#### 4. Conclusion

L'étude présentée permet de mettre en évidence des modes de ruines différents fonction de la taille de la pince longitudinale. En effet, la DIC apporte des informations cinématiques mettant en lumière des mécanismes de déformation des assemblages avec trous oblongs. Ces résultats devraient permettre de mieux modéliser le comportement de tels assemblage en vue du développement d'un modèle analytique.

#### 5. Bibliographie

- [BIAA15] BLABER, J. ; ADAIR, B. ; ANTONIOU, A.: Ncorr: Open-Source 2D Digital Image Correlation Matlab Software. In: *Experimental Mechanics* Bd. 55 (2015), Nr. 6, S. 1105–1122
- [RTJB17] REU, P. L. ; TOUSSAINT, E. ; JONES, E. ; BRUCK, H. A. ; IADICOLA, M. ; BALCAEN, R. ; TURNER, D. Z. ; SIEBERT, T. ; U. A.: DIC Challenge: Developing Images and Guidelines for Evaluating Accuracy and Resolution of 2D Analyses. In: *Experimental Mechanics* (2017)
- [TDBG17] TOUSSAINT, E. ; DURIF, S. ; BOUCHAÏR, A. ; GRÉDIAC, M.: Strain measurements and analyses around the bolt holes of structural steel plate connections using full-field measurements. In: *Engineering Structures* Bd. 131 (2017), S. 148–162
- [WSMM04] WALD, FRANTIŠEK ; SOKOL, ZDENĚK ; MOAL, MATTHIEU ; MAZURA, VRATISLAV ; MUZEAU, JEAN-PIERRE: Stiffness of cover plate connections with slotted holes. In: *Journal of Constructional Steel Research* Bd. 60 (2004), Nr. 3–5, S. 621–634



---

# Effet du mode constructif sur le comportement au séisme de portiques béton armé avec panneau de maçonnerie

J.-P. Plassiard<sup>1</sup>, C. Belghiat<sup>1,2</sup>, I. Layadi<sup>1,2</sup>, O. Plé<sup>1</sup>, P. Perrotin<sup>1</sup>, A. Messabhia<sup>2</sup>, M. Guenfoud<sup>3</sup>

*Univ. Grenoble Alpes, Université Savoie Mont Blanc, CNRS, LOCIE 73000, Chambéry, France*

<sup>2</sup> *Université de Tébessa, Laboratoire de Génie Civil Appliqué, 12002 Tébessa, Algérie*

<sup>3</sup> *Université du 8 MAI 1945, Guelma, Algérie*

---

*RÉSUMÉ. Ce travail concerne les structures de type portique béton armé avec remplissage en briques de terre cuite. Ces modes de contreventement sont courants en Algérie et sont exposés au risque sismique. En effet, le remplissage en maçonnerie peut subir un endommagement important durant le séisme, pouvant aller jusqu'à son chute du cadre. La résistance latérale du portique vide est alors nettement affaiblie et présente un risque de rupture conséquent. Afin d'éviter ce phénomène, le mode constructif peut être modifié : c'est le cas de la maçonnerie chaînée ou de la maçonnerie harpée. L'efficacité de ces structures a été comparée lors d'une campagne expérimentale. Deux murs correspondant à chacun des modes constructifs précités ont été confectionnés en vue de les tester suivant un essai de type pushover. Chaque type de mur a été caractérisé en terme de résistance, type d'irréversibilités ou encore perte de raideur avec le chargement. Des recommandations sont alors faites concernant l'aptitude de chacune d'elles vis à vis du sollicitation sismique.*

*ABSTRACT. This work deals with reinforced concrete frames with infill masonry. These bracing structures are usually used in Algeria and are exposed due to seismic hazard. Indeed, the infill can be severely damaged during the earthquake solicitation, that can even results in the fall of the masonry panel from the concrete frame. In order to avoid this phenomenon, the construction mode can be modified: this is the case for the confined masonry or the toothed masonry.*

*The efficiency of these structures was compared during an experimental campaign. Two walls corresponding to each of the aforementioned construction modes were prepared to test them following a pushover test. Each type of wall has been characterized in terms of resistance, type of irreversibility or loss of stiffness with the load. Recommendations are proposed concerning the efficiency of each structures against seismic solicitation.*

*MOTS-CLÉS : maçonnerie, mode constructif, essai pushover, modes de rupture.*

*KEYWORDS: masonry, constructive mode, pushover test, failure mode.*

---

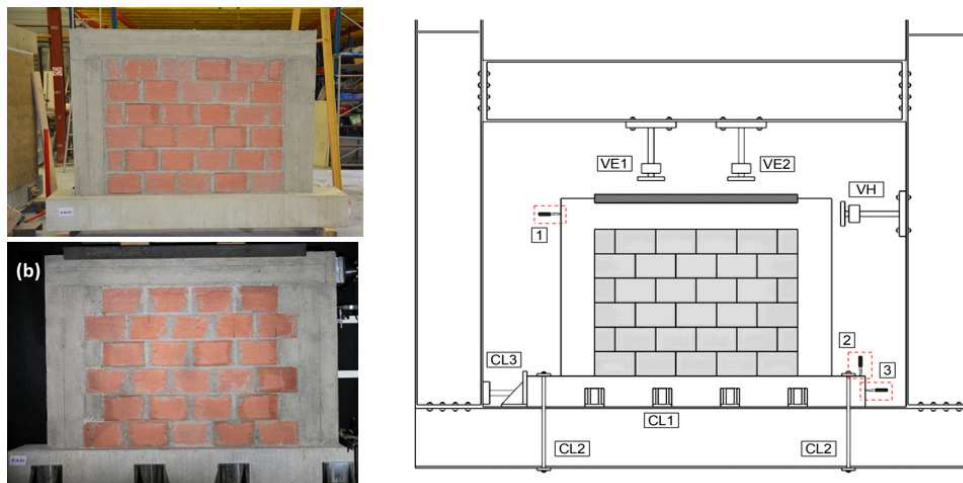
## 1. Introduction

La structure associant portique en béton armé et remplissage en briques est un mode constructif largement répandu en Algérie. Ce mode de contreventement se révèle efficace tant que le remplissage reste en place. Mais la structure perd une grande part de son efficacité en terme de résistance et de limitation des déplacements lorsque le remplissage rompt [DAV 2003]. Dans ce but, des modes constructifs alternatifs ont été mis au point : le chaînage correspond au cas où le béton est coulé à postériori de la maçonnerie, conférant une meilleure intégrité à l'assemblage. Le harpage peut aussi être utilisé. Il correspond à un coulage à postériori de la maçonnerie, mais les demi briques de rives sont remplacées par du béton lors du coulage. L'indentation ainsi créée a pour but d'améliorer la résistance.

## 2. Présentation des expérimentations

Afin d'évaluer la capacité de ces différentes structures vis-à-vis de la sollicitation sismique, un ensemble de murs a été confectionné (Figure 1). Les modes constructifs réalisés sont les suivants :

- le portique en béton armé sans remplissage, servant de référence et permettant de caractériser le comportement du portique en béton armé seul.
- le portique avec remplissage en maçonnerie, pour lequel la maçonnerie est placée à postériori du portique.
- le portique avec maçonnerie chaînée.
- le portique avec une maçonnerie harpée.



**Figure 1.** Portiques avec maçonnerie chaînée (à gauche en haut), avec harpage (à gauche en bas) et dispositif d'essai pushover (à droite).

Chaque structure a été réalisée en deux exemplaires afin de vérifier la répétabilité des résultats. Tous les murs ont des dimensions globales équivalentes afin de permettre l'étude comparative. Pour permettre la réalisation dans la plateforme de test, des murs à l'échelle  $\frac{1}{2}$  ont été choisis. L'élancement du mur est proche d'un coefficient  $\frac{3}{4}$  (2,06m de longueur pour 1,52m de hauteur). Les poteaux et la poutre ont une section de  $25 * 25$  cm<sup>2</sup> et sont ferrillés pour supporter les efforts de 40kN/ml en charge répartie sur la poutre et de 60kN de charge ponctuelle en tête de mur. La charge verticale représente le poids du plancher supérieur ramené sur la poutre tandis que l'effort horizontal correspond à l'action sismique agissant sur le bâtiment.

Les essais pushover (Figure 1) sont réalisés après une durée minimale de montée en résistance de 28 jours pour le béton du mur. La résistance des matériaux est identifiée à partir d'essais de caractérisation. Plus particulièrement, la résistance du béton est évaluée le jour où le mur correspondant est testé. L'essai consiste dans un premier temps à fixer le mur testé dans le bâti de chargement au moyen de mors et de dispositifs anti basculement et anti glissement (CL1, CL2 et CL3 dans la ). Le test est réalisé en deux phases : une première au cours de laquelle la charge verticale est appliquée progressivement, via les vérins électriques VE1 et VE2, jusqu'à atteindre la charge visée (40 kN/ml). La seconde phase consiste à appliquer un déplacement horizontal VH de 1mm/min en tête de mur, par l'intermédiaire du vérin horizontal. Une caméra haute définition assure l'acquisition d'images de la face complète du mur pendant l'intégralité du test. Cela permet, à postériori, de déterminer les champs de déplacements, de quantifier les déformations et d'analyser les localisations.

### 3. Résultats

Certains essais ont été réalisés avec des cycles de charge et décharge afin d'établir la perte de raideur avec le chargement. D'autres essais ont été réalisés en chargement monotone (Figure 2). Il ressort en premier lieu que les essais sont répétables. Le portique vide résiste à une charge de 75 kN tandis que le portique avec remplissage résiste à une charge de 205 kN, ce qui correspond à un gain de 170% environ. Les portiques avec maçonnerie chaînée ou harpée présentent un comportement nettement plus rigide que le portique avec remplissage. Leurs courbes sont bilinéaires avec une rupture de pente située autour de 175 à 200 kN. Leurs résistances maximales n'ont pas été déterminées car la capacité du vérin est limitée à 300 kN. On constate néanmoins que la charge atteinte est supérieure de 20 à 25%, comparée à la résistance fournie par le portique avec remplissage.

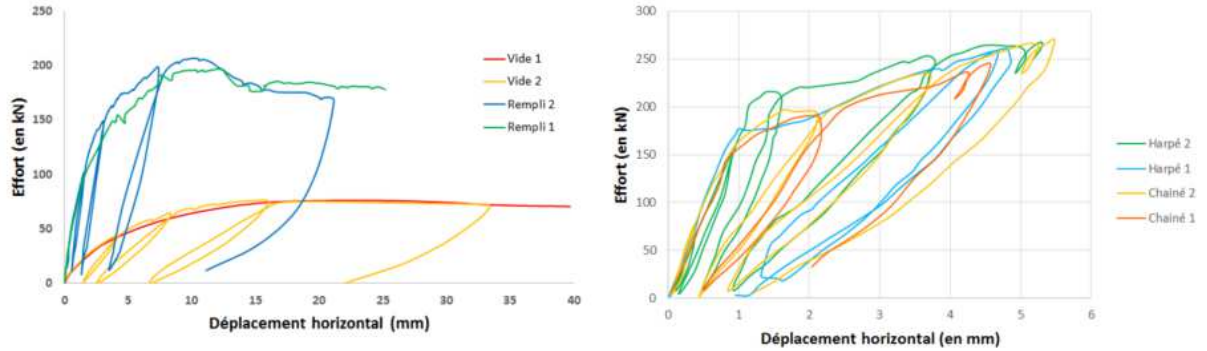


Figure 2. Courbe force – déplacement en tête de mur pour les différents spécimens étudiés.

Un dispositif de corrélation d'images a été utilisé afin de suivre les déplacements de la face avant de chaque mur [DUM 99]. Le logiciel utilisé détecte les déplacements de 20  $\mu\text{m}$  sur l'intégralité de la surface du mur et permet ainsi de relier les irréversibilités avec le chargement appliqué. Dans le cas du portique avec remplissage, la première non linéarité correspond à la désolidarisation du portique et du remplissage pour un effort proche de 150 kN (Figure 3). Apparaît ensuite la fissuration dans le remplissage (163 kN) puis la fissuration de la connexion poteau poutre de droite (175 kN). La charge maximale vaut 207 kN et coïncide avec la propagation de la fissuration du panneau de maçonnerie jusqu'à la connexion poteau poutre évoquée précédemment.

Pour le portique à maçonnerie chaînée, la première non linéarité correspond à l'apparition de la fissure dans le panneau de maçonnerie (Figure 4). Cette fissure apparaît pour une charge de 81 kN, chargement nettement inférieur à celui constaté pour le portique avec remplissage. La fissuration du poteau est diffuse et intervient pour un chargement au-delà de 192 kN. Pour ce type de mur, il n'y a pas de désolidarisation de la maçonnerie par rapport au portique béton armé. Il s'agit de la seule différence notée dans les types de fissures entre les Figure 3 et Figure 4. On peut donc supposer que c'est la meilleure adhérence entre béton et brique de la maçonnerie chaînée qui permet d'obtenir une résistance plus élevée que dans le cas avec remplissage. Les résultats concernant le portique avec harpage sont similaires à ceux du portique avec remplissage et ne seront donc pas détaillés par la suite. Comme dans le cas de la maçonnerie chaînée, l'intégrité du mur est conservée malgré la sollicitation sévère. Ce constat avait été observé lors d'études précédentes [RAI 14].

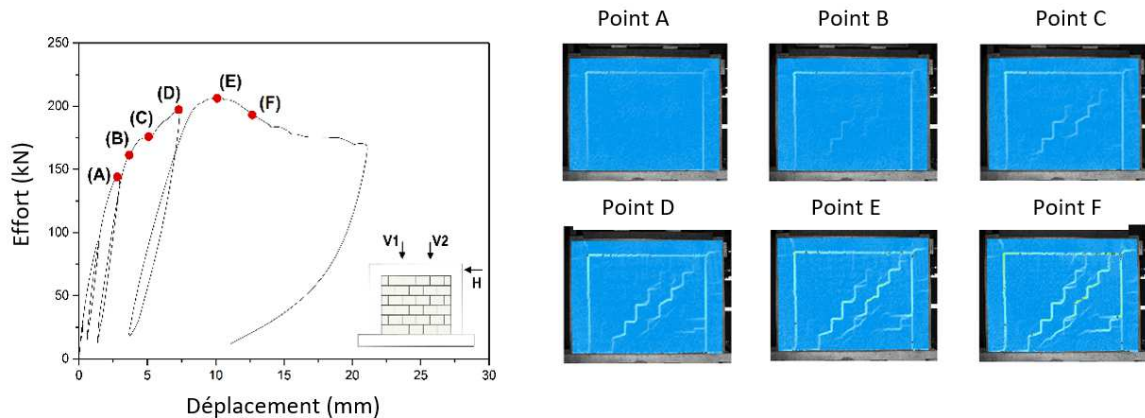
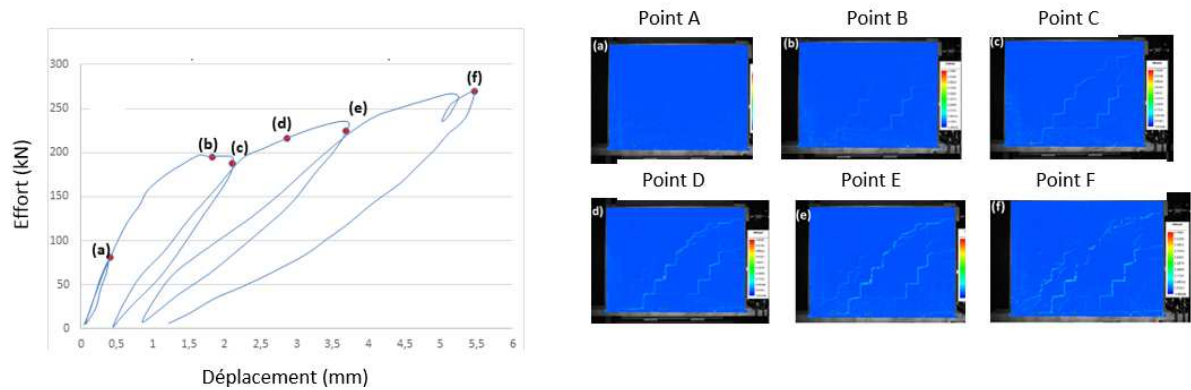
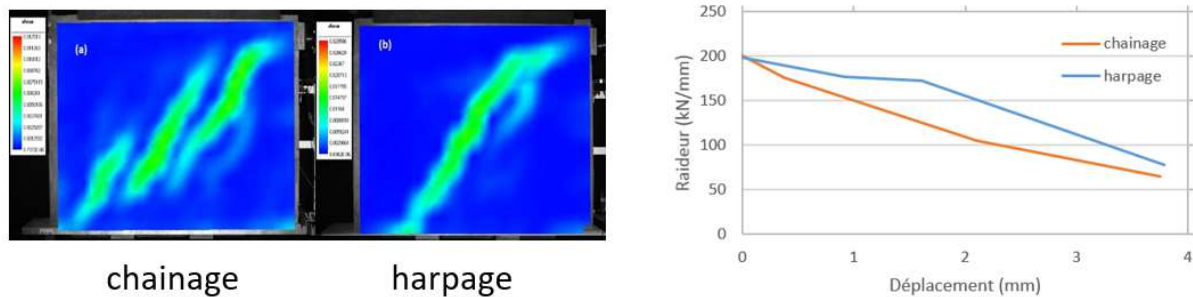


Figure 3. Irréversibilités apparaissant en fonction du chargement pour le portique avec remplissage.



**Figure 4.** Irréversibilités apparaissant en fonction du chargement pour le portique avec maçonnerie chaînée

Les résistances et raideurs initiales des maçonneries chaînées et harpées semblent plus favorables que celles obtenues pour le portique avec remplissage. Leurs comportements sont cependant différents : le panneau la maçonnerie chaînée présente une fissuration diffuse, tandis que la fissuration est localisée dans une fissure principale pour la maçonnerie chaînée (Figure 5). Cette localisation coïncide avec une chute brutale de la raideur tandis qu'une diminution progressive est observée pour le portique avec maçonnerie chaînée. La maçonnerie chaînée semble donc plus adéquate en vue de la reprise d'un chargement sismique.



**Figure 5.** État de fissuration et perte de raideur pour les murs à maçonneries chaînées et harpées.

#### 4. Conclusion

Une série d'expérimentations a été menée afin d'établir le mode constructif le plus adéquat, dans le cas de l'association portique béton armé et panneau de maçonnerie. La maçonnerie avec remplissage montre une moins grande résistance que celle obtenues pour les maçonneries chaînées et harpées. De plus, la maçonnerie chaînée semble plus recommandable en raison d'une rupture plus diffuse du panneau et d'une perte de raideur moins brutale également vis-à-vis du comportement sismique.

[DAV 03] DAVIDOVICI V., ASéisme de Bourmerdès 21 Mai 2003, Preliminary Report, 2003.

[DUM 99] DUMOULIN S., VACHER P., MGUIL-TOUCHAL S., « Bidimensional strain measurement using digital images », *Proc Inst Mech Eng, Part C: J Mech Eng Sci*, Vol. 213, 1999, p. 811-817.

[RAI 14] RAI D.-C., SINGHAL V., PAIKARA S., MUKHERJEE D. « Sub-paneling of masonry walls using precast reinforced concrete elements for earthquake resistance », *Earthq. Spectra*, Vol. 30, 2014, p. 913-937.

# Etat de l'art de l'approche thermique simple pour le béton et contribution numérique à la sensibilité des champs de température du béton sur son comportement thermique à températures élevées

Najib DOUK<sup>1</sup>, Amir SILARBI<sup>1</sup>, Xuan Hong VU<sup>2</sup>, Maxime AUDEBERT<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Lyon, ENISE, LTDS (UMR 5513 CNRS), 58 rue Jean Parot, 42023 Saint-Etienne Cedex 2, France

<sup>2</sup> Université de Lyon, Université Claude Bernard Lyon 1, Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction LMC2, 82 bd Niels Bohr, 69622 Villeurbanne, France

## Résumé

*Lors de la modélisation thermique ou thermo-mécanique différentes approches peuvent être choisies pour la partie thermique. Parmi ces approches, l'approche thermique tout simplement. Cette approche bien que très simplificatrice par rapport aux autres approches Thermo-hydrrique ou thermo-hydro-chimique, reste très pertinente dans certains cas. Dans le cadre de nos travaux de caractérisation du comportement global des structures en béton armé au feu, l'approche thermique simple a été choisie pour alimenter le modèle thermo-mécanique par les résultats thermiques. Les auteurs sont amenés à traiter une variété de béton dont les compositions physico-chimiques ne seraient pas finement connues. Sachant que l'Eurocode 2 nous fournit que peu d'information par rapport aux caractéristiques thermiques du béton Il serait opportun d'établir une base de donnée plus exhaustive et détaillée ainsi que bien documentée pour choisir des courbes de chaleur massique et de conductivité thermique plus adaptées que celles figurant dans l'Eucocode 2 (EC 2). Ce travail est fait dans le but d'éliminer l'erreur commise pendant le calcul thermique ou du moins, d'arriver à limiter l'erreur en température. Cette dernière erreur s'accumule au fil des calculs thermiques puis thermomécaniques et peut entraîner d'autres erreurs considérables dans le cadre d'une étude de stabilité structurelle.*

**Mots clés :** *Modèle thermo-mécanique, béton armé, Feu (ISO-834), Modèle thermique*

## Abstract

*In a thermal or thermo-mechanical modeling many thermal approaches could be used in order to provide the models with accurate thermal results. Among these approaches, the simple thermal approach. Even if the simple the latter approach is very simplifying compared to other approaches like the thermo-hydro or the thermo-hydro-chemo approaches it is still very accurate if used carefully. The research works of the authors concern the thermo-mechanical calculations of structural elements strengthened by Textile Reinforced Concrete (TRC). These works are led to treat a variety of concrete whose physicochemical compositions would not be surely finely known. It would be appropriate to establish a fairly detailed and well-documented data base of appropriate heat capacity and thermal conductivity curves from those in Eucocode 2 (EC 2) This work is done in order to eliminate the error made during the thermal calculation or at least to manage to limit the error in temperature. The latter error accumulates over thermal and thermomechanical calculations and can lead to other significant errors in a structural stability study.*

**Keywords:** *Thermo-mechanical model, reinforced concrete, fire (ISO-834) thermal model.*

## 1. Introduction

Cette étude est une contribution aux approches de modélisation numérique du comportement thermo-mécanique du béton. La simulation numérique du comportement du béton à hautes températures nécessite la représentation la plus précise possible des champs de température dans la section étudiée. En effet, l'évolution de la température est un paramètre clé qui conditionne le comportement mécanique global des composants de la structure. Dans ce papier, la pertinence et les limites de l'approche thermique simplifiée qui consiste à implémenter des courbes de chaleur spécifique et de conductivité thermique variant en fonction de la température telles que celles figurantes dans l'Eurocode 2 pour le calcul des champs de température dans le béton sont discutées. La représentation fidèle de l'état réel des champs de température dans une section en béton armé considérée exige une prédiction correcte de l'état des contraintes thermiques dans la section ainsi que la connaissance de l'évolution des propriétés physiques et mécaniques des matériaux (béton et acier) en fonction de la température. En effet, une étude de sensibilité de la valeur des champs de température en fonction de la variation des propriétés thermo-physiques du béton (chaleur spécifique et conductivité thermique) est réalisée et montre qu'une erreur dans les caractéristiques thermiques du béton génère des erreurs importantes au niveau des champs de température. Afin d'être réaliste, la modélisation thermique d'une section en béton armé devrait donc

prendre en compte le caractère multiphasique du béton (phase solide, phase liquide et phase gazeuse) [BAR 12]. Les approches multiphasiques du béton, telles que les approches thermo-hydriques ou thermo-hydro-chimiques, sont ainsi plus précises que l'approche thermique simple. Mais elles sont également plus coûteuses en temps de calcul et leur utilisation est surtout réservée pour les modèles à l'échelle structurale. Dès lors, l'approche thermique simple peut constituer une alternative raisonnable pour effectuer des calculs dans une durée de temps et pour un niveau de précision acceptables.

Les travaux de recherche effectués par cette étude concernent les aspects mentionnés ci-dessous :

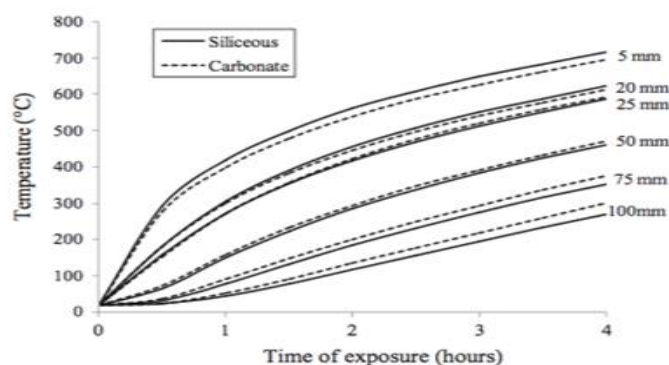
Dans le contexte précédemment présenté, cette étude propose une méthodologie pour le choix des propriétés thermiques du béton permettant d'améliorer les résultats des approches thermiques numériques simplifiées.

Dans un premier temps, une étude bibliographique déclinant les principaux verrous (physico-chimiques, physiques et matériau) et leur influence sur la variation des caractéristiques thermiques intrinsèques du béton est présentée. Cette dernière permet d'établir un organigramme identifiant les verrous actionnant les variations des évolutions des propriétés thermo-physiques intrinsèques du matériau afin de réduire les imprécisions dans la modélisation des champs thermiques. Enfin, une validation numérique-expérimentale des caractéristiques thermo-physiques proposées dans l'EN1992-1-2 [EUR 92] est effectuée par confrontation des champs de température mesurés lors d'un essai d'une poutre béton sous feu normalisé ISO 834 [ISO 14] aux températures calculées par un modèle d'éléments finis.

Une validation numérique-expérimentale des caractéristiques thermiques figurant dans l'EC2 par confrontation des champs de température expérimentaux d'une poutre avec un modèle d'éléments finis du même spécimen dont les caractéristiques thermiques sont égales aux caractéristiques thermiques du béton en fonction de la température figurant dans l'EC 2.

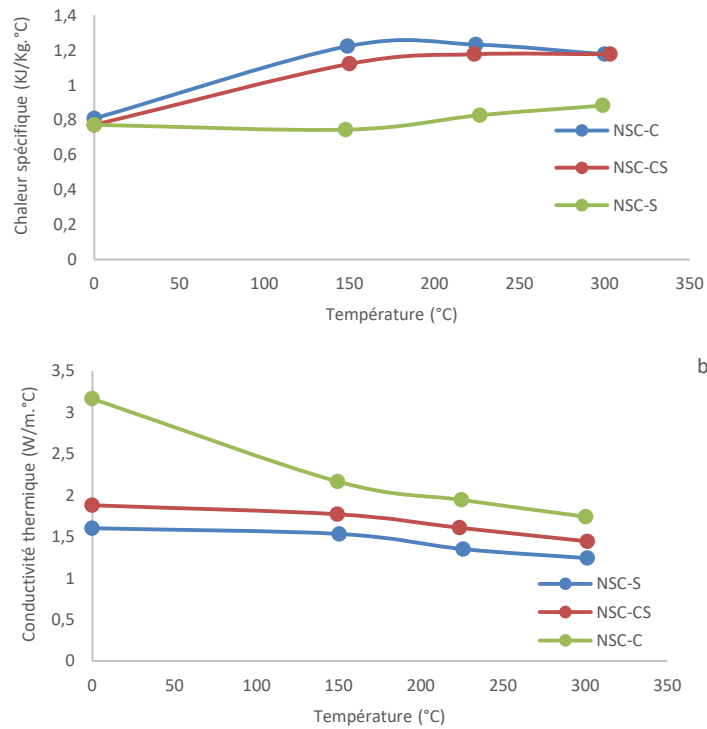
## 2. Méthodologie pour le choix des propriétés thermiques du béton

Dans cette étude, une approche par modélisation numérique des champs de température dans le béton est utilisée afin de valider la base de données de choix des caractéristiques thermiques intrinsèques spécifiques à chaque type de béton. Ces modèles sont réalisés sous une action thermique conventionnelle ISO 834 [ISO 14] à l'aide du code de calcul aux éléments finis MSC MARC [MSC 14]. Les modèles développés sont validés par comparaison des champs de températures obtenus par le calcul numérique avec les champs de températures mesurés expérimentalement. L'étude se base sur les caractéristiques thermiques des bétons « Portland standard » ([XIN 14], [MAR 13]), dont les compositions chimiques des agrégats sont différentes entre les bétons étudiés. Cette validation permet de sélectionner les caractéristiques thermiques spécifiques aux bétons en fonction de la composition chimique de leurs agrégats. A titre d'exemple, la figure 1 démontre que le recueil de température dans le même spécimen varie en fonction de la composition chimique (granulat calcaire ou granulat siliceux) [BAL 16]. La figure 2 présente un deuxième exemple montrant des valeurs de conductivité thermique et de chaleur massique de béton de résistance normale (NSC «Normal Strength Concrete») à différentes compositions : granulats calcaires (C) et granulats siliceux (S) [XIN 14]. Ainsi, en s'appuyant sur les travaux issus de la littérature ([SCH 88], [XIN 14] et [MAR 13]), un organigramme a été établi dans cette étude afin de guider le modélisateur vers le choix des caractéristiques thermiques intrinsèques du béton les plus adaptées à son cas d'étude.



**Figure 1.** Schémas démontrant l'évolution des champs de température dans une section en béton sous chargement thermique ISO-834 pour deux spécimens calcaires et siliceux [BAL 16]

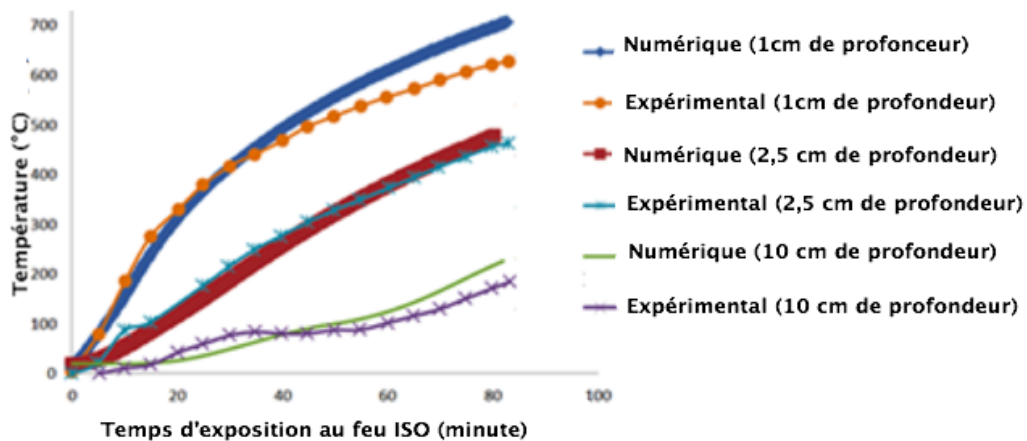




**Figure 2.** Evolution de la chaleur spécifique (figure en haut) et de la conductivité thermique (figure en bas) du béton en fonction de la température [XIN 14]

### 3. Résultats

En utilisant la méthodologie présentée dans la section 2, cette étude a effectué des modélisations numériques afin d'obtenir l'évolution des champs de la température dans la section en béton armé soumise à différentes températures élevées. La figure 3 présente une comparaison des résultats numériques obtenus par cette étude avec des résultats expérimentaux issus de la littérature [COR 12].



**Figure 3.** Comparaison des résultats numériques obtenus par cette étude (lignes continues) avec ceux expérimentalement obtenus (lignes marquées avec les symboles) [COR 12] : évolution de la température dans une section en béton armé avec des caractéristiques thermiques intrinsèques (choisis aléatoirement)

La figure 3 montre l'évolution de la température dans une section en béton armé obtenue en utilisant des caractéristiques thermiques intrinsèques du béton choisies aléatoirement. En choisissant aléatoirement les



caractéristiques thermiques intrinsèques du béton figurants dans l'Eurocode 2, les modèles numériques permettent d'obtenir une allure convenable des champs de température dans une section donnée. En revanche, il serait préférable d'avoir des prédictions de température plus précises pour éviter que les imprécisions s'accumulent le long de l'étude thermique puis thermo-mécanique.

#### 4. Conclusion

Les modèles thermiques sous feu ISO-834 implémentés avec les caractéristiques thermiques intrinsèques (conductivité thermique et chaleur spécifique) (Eurocode 2) recréent des résultats de champs de température fidèles à la réalité d'un point de vue générale. Le choix entre ces caractéristiques est difficile si une grande précision est demandée lors d'une simulation thermique. Dès lors, ce papier offre un choix éclairé permettant un choix juste des caractéristiques thermiques intrinsèques du béton, ceci dans le but d'avoir des champs thermiques avec une meilleure précision.

#### Références

- [BAL 16] BALAJI A., NAGARAJAN P., PILLAI T.M. M. «Predicting the response of reinforced concrete slab exposed to fire and validation with IS456 (2000) and Eurocode 2 (2004) provisions », Alexandria Engineering Journal, vol. 55, 2016, p. 2699-2707.
- [BAR 12] BARY B., DE MORAIS M.V.G., POYET S., DURAND S. «Simulations of the thermo-hydro-mechanical behaviour of an annular reinforced concrete structure heated up to 200 °C », Engineering structures, vol. 36, 2012, p. 301-315
- [ISO 14] ISO 834-10:2014 Fire resistance tests -- Elements of building construction -- Part 10: Specific requirements to determine the contribution of applied fire protection materials to structural steel elements
- [COR 12] CORREIRA Joao R., FRANCA P. «Fire behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP laminates: Protection systems with insulation of the anchorage zones» Composites Part B: 43 (2012) 1545-1556.
- [MSC 14] MSC Software MARC Mentat Volume A: theory and user information, 2014.
- [MAR 13]: MARAVEAS C., WANG Y.C., SWAILES T. «Thermal and mechanical properties of 19th Century fireproof flooring systems at elevated temperatures». Construction and Building Materials, vol. 48, 2013, p.248-264
- [MSC 14] MSC Software MARC Mentat Volume A: theory and user information, 2014.
- [EUR 92]: Eurocode 2 – Calcul des structures en béton armé, 1992 [in French].
- [SCH 88] SCHNEIDER U., «Concrete at High Temperature – A General Review». Fire Safety Journal, vol. 13, 1988, p. 55-68
- [XIN 14] XING Z., HEBERT R., BEAUCOUR A.-L., LEDESERT B., NOUMOWE A. « Influence of chemical and mineralogical composition of concrete aggregates on their behavior at elevated temperature » . Materials and structures, 2014, p. 1921-1940.

#### Reconnaissance

Ce travail de recherche a été fait par l'aide financière de la banque publique d'investissement de la France (BPI France) pour le projet de recherche PRORETEX II. Celui-ci est un projet de recherche collaboratif entre quatre partenaires industriels SULITEC – Porteur du projet; FOTIA; ER2I; CIMEO) et deux partenaires académiques (ENISE/LTDS, UCBL/LMC2).

---

# Etude du comportement mécanique de liaison BA Voile-dalle renforcé par PRFC sous chargement cyclique alterné

A. CHALOT<sup>1</sup>, L.MICHEL<sup>1\*</sup>, E.FERRIER<sup>1</sup>, N. ROY<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Université de Lyon, Université Claude Bernard LYON 1, Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction, LMC<sup>2</sup>

82 boulevard Niels BOHR, Site de Villeurbanne DOUA, 69622 VILLEURBANNE Cedex - FRANCE

<sup>2</sup> Université de Sherbrooke, Département génie civil, Sherbrooke, Canada

e-mail : [antoine.chalot@univ-lyon1.fr](mailto:antoine.chalot@univ-lyon1.fr) ; \*[laurent.michel@univ-lyon1.fr](mailto:laurent.michel@univ-lyon1.fr) ; [emmanuel.ferrier@univ-lyon1.fr](mailto:emmanuel.ferrier@univ-lyon1.fr)

---

*RESUME. L'utilisation des polymères renforcés de fibre de carbone dans la réparation est une technique largement répandue. On retrouve dans la littérature de nombreuses études ayant démontrées l'intérêt des renforts par PRFC dans le renforcement de structure face aux sollicitations sismiques. Cette étude cherche à étudier l'impact d'un renfort sur le comportement d'une liaison voile/dalle en béton armé. L'étude s'articule autour d'une campagne expérimentale menée sur 4 spécimens renforcés. L'objectif est d'étudier le comportement et l'endommagement de divers spécimens face à un chargement cyclique alterné. Le comportement des différentes configurations de renfort est comparé à celui de l'essai témoin. Les résultats montrent un gain de résistance pouvant atteindre 70% et de raideur de l'ordre de 60%. Les configurations de renfort n'ont que peu d'impact sur la ductilité des liaisons. Les tests montrent également que les solutions de liaisons renforcées ne dissipent pas plus d'énergie que le témoin.*

*ABSTRACT. The use of carbon fiber-reinforced polymers in repair is a widely used technique. Several studies available in the literature demonstrate that carbon fibers can be employed in Externally Bonded (EB) Fiber-Reinforced Polymer (FRP) strips for strengthening existing Reinforced Concrete (RC) members. The study aims at demonstrating the feasibility of retrofitting RC wall/slab connection by using Fiber Reinforced Polymers with Carbon Fibers (CFRP). This study consists of an experimental campaign conducts on four specimens. The objective is to study the behavior and the damage evolution process during the cyclic loading. The behaviour of the different reinforcement configurations is compared to that of the control test. The results show a strength increase of 70% and a ductility increase of 60%. The reinforcement also increases the stiffness of the specimens. The tests also show that the reinforced connections do not dissipate more energy than the control one.*

*MOTS-CLES : renforcement, réparation, campagne expérimentale, parasismique, PRFC*

*KEY WORDS : strengthening and repair, experimental study, seismic applications, CFRP*

## Introduction

La nécessité de protéger les biens et les personnes contre le risque sismique est devenue une préoccupation importante des législateurs. Afin de réduire le risque, les réglementations deviennent de plus en plus sévères. Une part importante du parc immobilier et des infrastructures de transport construites au cours des années 70 / 80 ne répondent plus aux dernières exigences réglementaires. Il est donc nécessaire de développer des solutions de renforcement afin d'assurer la tenue des structures face aux sollicitations sismiques. Les séismes entraînent un déplacement du sol. L'accélération du bâtiment entraîne une flexion des éléments verticaux et horizontaux ainsi qu'une augmentation des efforts dans les liaisons. L'apparition de rotules plastiques au sein d'une liaison peut entraîner une instabilité pouvant mener à une ruine totale de l'ouvrage. Pour répondre aux exigences des nouvelles normes et assurer la stabilité des ouvrages il est nécessaire d'apporter des solutions de réparation et renforcement pour les structures existantes. Le renforcement et la réparation des structures à l'aide de matériaux composites stratifiés au contact (FRP) et plus particulièrement ceux à matrice époxy et fibres de carbone (CFRP) ont montré un grand potentiel, et ce depuis de nombreuses années. Les CFRP possèdent de très bonnes propriétés mécaniques avec des résistances qui peuvent atteindre 2000 MPa et un module de l'ordre de 230 GPa. Ils peuvent assurer le rôle d'armatures complémentaires dans un élément en flexion, le rôle de renforts transversaux dans le cadre de la résistance à l'effort tranchant ou assurer le confinement d'un élément comprimé. Les bonnes performances mécaniques des CFRP conduisent généralement à une rupture dans le support béton plus faible mécaniquement sans atteindre des taux de travail dans les renforts composites importants.

Afin de permettre une optimisation, une des solutions peut être d'améliorer les conditions de liaison entre les renforts composites et le support béton par des ancrages. Cette problématique est également présente dans les liaisons. Le comportement des liaisons renforcées est peu traité dans la littérature par rapport aux travaux se focalisant sur le comportement d'éléments renforcés isolés : poutres, dalles, poteaux, voiles (1), notamment dans le cas de liaison entre des voiles et des planchers. Par conséquent, l'objectif de cette campagne d'essai est d'étudier le comportement de liaison dalle/voile face à un chargement cyclique alterné. Le chargement cyclique permet de simuler les sollicitations et le comportement d'un élément soumis à une sollicitation sismique. L'étude se porte en particulier sur différentes configurations d'ancrages.

## 1 Présentation des essais

### 1.1 Matériaux

Le béton mis en œuvre est un C30/37. Lors de chaque coulage, 5 éprouvettes cylindriques 16/32 sont coulées afin de mener des essais de convenance en compression et en fendage. La résistance moyenne en compression du béton est de  $f_{cm}=37.7$  MPa avec un écart type de  $\pm 1.7$  MPa. La résistance en traction par fendage du béton est égale à  $f_{ct} = 5.9$  MPa avec un écart type de  $\pm 0.5$  MPa.

Les aciers longitudinaux de nuance S500B mis en œuvre sont testés en traction. Leur limite élastique est de  $f_y=545$  MPa avec un écart type de  $\pm 6$ MPa, leur limite ultime est de  $f_u= 596$  MPa avec un écart type de  $\pm 4$ MPa et un module de  $E_s = 198$  GPa.

Le renfort utilisé est un tissu à base de fibres de carbone mis en place par stratification au contact, dénommé **Foreva® TFC** commercialisé par l'entreprise FREYSSINET (2). Il se compose d'un textile bidirectionnel Carbone/Carbone avec un taux de 70/30, la matrice est une colle bi-composante de type époxy. Les propriétés du renfort sont résumées dans le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** L'épaisseur moyenne du renfort est égale à 0,48mm. Sa résistance en traction est de  $f_r=1700$  MPa et son module d'élasticité est égale à  $E_f = 105$  GPa.

Les mèches d'ancrage mises en œuvre sont également commercialisées par FREYSSINET, il s'agit de mèches d'ancrage de type Foreva® WFC 100. Ces mèches sont constituées d'un assemblage de fils de carbone (comprenant chacun 12 000 fibres). Les mèches d'ancrage en fin de bande (AL) sont composées de **36 fils**, pour une résistance en traction de **42 kN**. Les mèches anti-flambement (AT) sont faites de **10 fils**, pour une résistance en traction de **10 kN**.

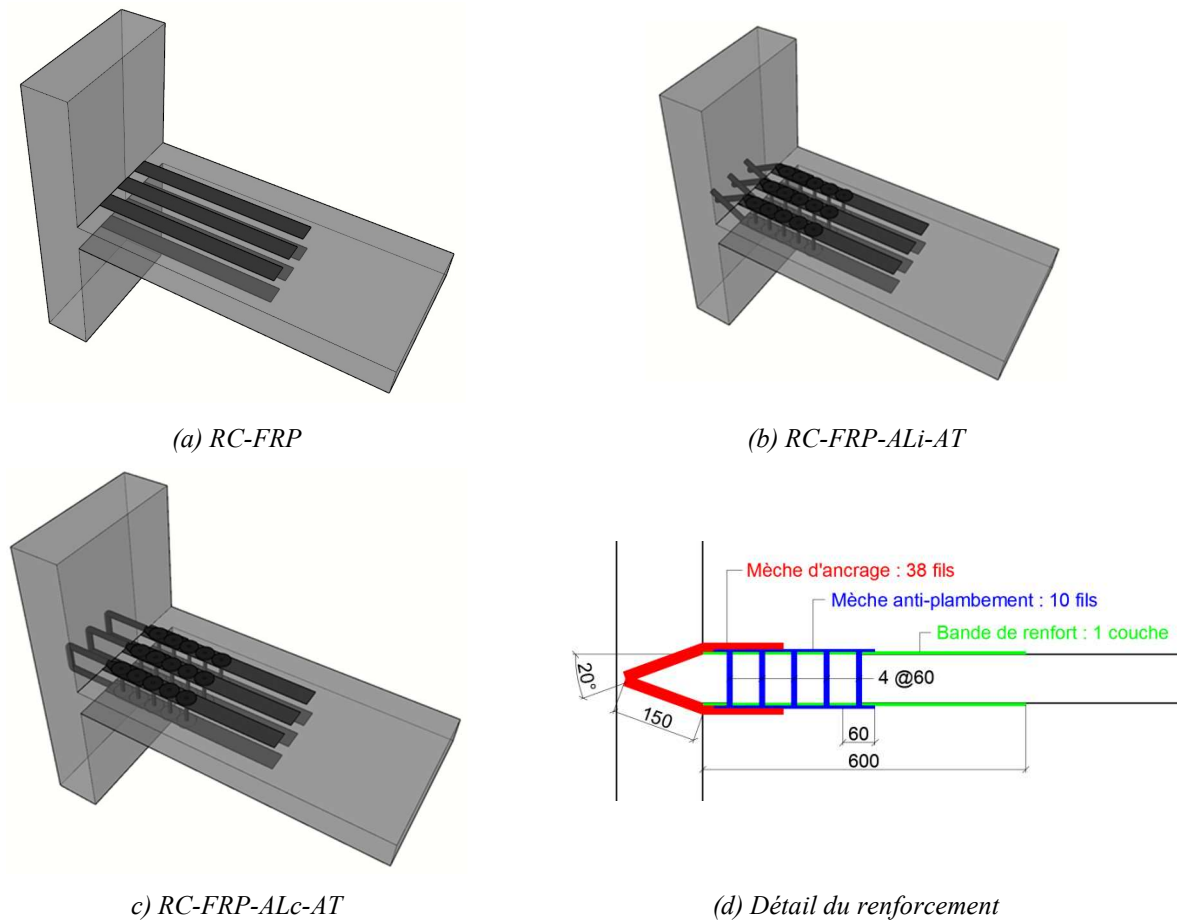
### 1.2 Corps d'épreuve

Cette étude est menée sur des liaisons voile/dalle en T. Dans une structure réelle cela correspond à une liaison de rive. Les spécimens sont composés d'un élément voile d'une épaisseur de 16 cm, de longueur 100 cm et de largeur 50 cm. L'élément dalle mesure 9 cm d'épaisseur pour une portée de 100 cm est encastree dans le voile à mi-hauteur. Le ferrailage est continu mais le bétonnage s'effectue en deux temps. La première phase consiste à coffrer et à couler le voile à plat, la seconde consiste à réaliser l'élément dalle. 4 tiges filetées sont scellées dans le béton frais à l'extrémité de la dalle permettant par la suite à fixer la platine du vérin de chargement.

Le ferrailage longitudinal de la dalle se compose de 3 cadres en HA10 sur chaque face soit un  $\rho_s=0.3\%$ , et de 8 cadres en HA10 dans la direction transversale :  $\rho_s = 0.4\%$ . Dans la dalle un lit de 9 HA6 sur chaque face ( $\rho_s = 0.5\%$ ) et 7 cadres en HA6 dans la direction transversale :  $\rho_s = 0.2\%$  sont mis en place.

Les dimensionnements des éléments béton armé sont réalisés afin de garantir une rupture des corps d'épreuve au niveau de la liaison voile-dalle (3). Au total 4 spécimens sont menés à rupture, un spécimen témoin (RC-REF) et 3 spécimens renforcés par matériaux composites suivant 3 configurations différentes (**Figure 1**). La quantité de renfort a été calculée conformément à aux recommandations de l'Association Française de Génie Civil sur le renforcement des structures par FRP. Le spécimen RC-FRP (**Figure 1 a**) 3 bandes de 60 mm de large pour 60 cm de long sont collées sur chaque face de la dalle avec un espacement entre bande de 40 mm. Le spécimen RC-FRP-ALi-At (**Figure 1 b**) reprend la disposition des bandes composites du spécimen RC-FRP et ajoute des mèches d'ancrage à la liaison voile-dalle et des mèches anti-flambement. Pour chaque bande composite 1 mèche d'ancrage au niveau de la liaison et 5 mèches anti-flambement ont été ajoutées. Les géométries des différentes mèches d'ancrage sont définies conformément aux recommandations de l'avis technique du fournisseur FREYSSINET (2). Une partie de 150mm est introduite dans la réservation de diamètre 20mm réalisée à la jonction voile-dalle avec un angle de 20°. La longueur de 150mm restante de la mèche est épanouie sur la bande composite déjà mise en place sur le support. Elles sont composées d'un assemblage de 36 fils de carbone.

Les micros mèches transversales assurent la liaison entre les deux faces du renfort et réduisent le risque de flambement des bandes. Le Spécimen RC-FRP-ALc-At (**Figure 1 c**) est similaire à RC-FRP-ALi-At à la différence que les mèches d'ancrage sont continues au droit du nœud. L'ensemble des renforts et des ancrages sont symétriques sur les deux faces.



**Figure 1.** Schéma des configurations de renfort

Dans un premier temps la surface de béton est poncée et les réservations sont percées,  $\phi 20\text{mm}$  pour les mèches longitudinales et  $\phi 8\text{mm}$  pour les mèches transversales. Le support et les bandes sont imprégnés de résine (**Figure 2 a**). Les bandes sont ensuite mises en place et marouflées (**Figure 2 b**). Les mèches transversales sont mises en place puis épanouies sur toute la largeur des bandes (**Figure 2 c**). La résine de scellement est injectée avant l'introduction des mèches longitudinales (**Figure 2 d**). Le renforcement des spécimens a été fait suivant les recommandations fournisseur (2).



(a) Préparation support

(b) Bande CFRP

(c) Mèches transversales

(d) Mèche longitudinale

**Figure 2.** Photos de la mise en œuvre (CFRP, AT, AL)

### 1.3 Chargement et condition d'appuis

La partie voile du spécimen est placée parallèlement à la dalle d'essai. Le chargement est appliqué en tête de voile. Le chargement est appliqué par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique d'une capacité de  $\pm 500$  kN et d'une amplitude  $\pm 50$  mm. Le vérin est bi-rotulé ce qui supprime les efforts parasites. La dalle est donc dans une configuration encastrée libre. Les mouvements horizontaux du voile sont bloqués par des équerres métalliques placées à chaque extrémité. Les déplacements verticaux sont bloqués par des profils métalliques rigides placés à 200mm de part et d'autre de la dalle boulonnée à la dalle d'essai. Le chargement est de type cyclique alterné. Pour chaque pas de déplacement 3 cycles sont effectués. La vitesse de chargement est de 30 mm/min de 0 à 20mm et de 60 mm/min au-delà.

## 2 Présentation et analyses des résultats

### 2.1 Courbe charge-déplacement

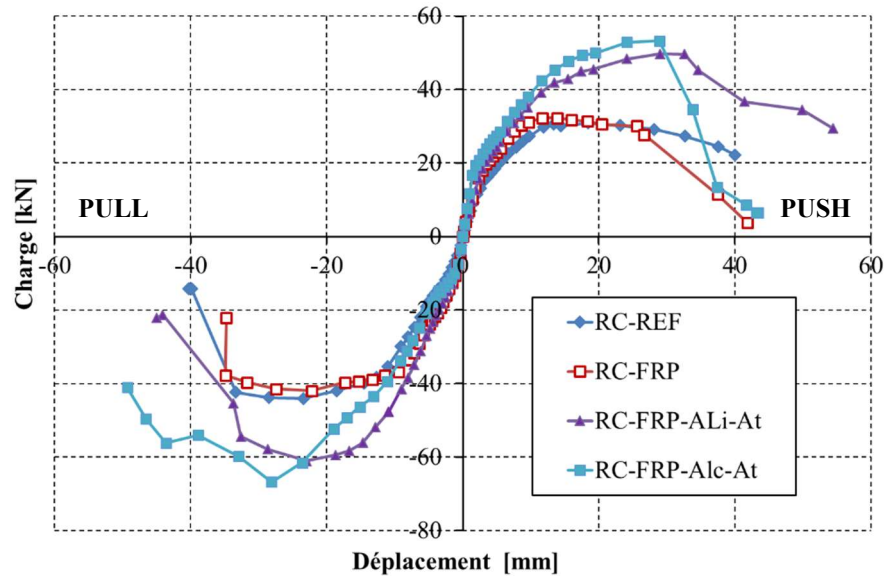


Figure 3. Courbe charge-déplacement

Name	$F_u^-$ [kN]	[%]	$\delta u^-$ [mm]	[%]	$F_u^+$ [kN]	[%]	$\delta u^+$ [mm]	[%]
RC-REF	44.05	-	23.43	-	30.85	-	18.45	-
RC-FRP-ALi	41.95	-5	22.22	-5	32.25	+5	13.91	-25
RC-FRP-ALi-At	61.05	+39	22.97	-2	49.70	+61	29.02	+57
RC-FRP-ALc-At	66.80	+52	28.11	+20	53.25	+73	28.92	+57

$X_u^-$  : maximal value in pull,  $X_u^+$  : maximal value in push

Tableau 1. Charge maximale et déplacement associé mesurés pendant les essais

En comparant les résultats de RC-REF et de RC-FRP, on observe que lorsque le renfort n'est pas ancré au niveau du nœud il n'y a aucun gain de résistance. Le fait d'ancrer le renfort par des mèches (RC-FRP-ALi-AT) apporte un gain de résistance de 39% en pull et de 61% en push. En modifiant la forme des mèches d'ancrage (RC-FRP-ALc-AT) le gain de résistance passe à 52% en pull et à 73% en push soit une augmentation de 10%. Sur la Figure 3 on retrouve la courbe enveloppe de charge-déplacement des 4 essais. Le Tableau 1 présente les des charges maximales obtenues dans les deux directions.

### 2.2 Energie

Ce paragraphe permet d'étudier l'impact du renforcement sur le comportement énergétique de la liaison. L'énergie dissipée (DE) correspond à l'aire sous la courbe d'hystérésis de chaque cycle. L'énergie élastique (EE) correspond à la force maximale mesurée multipliée par la déformation mesurée à un instant, le tout divisé par 2. On s'intéresse ici à l'évolution des énergies cumulées, soit la somme de l'ensemble de l'énergie élastique et de l'énergie dissipée mesurée à chaque cycle.

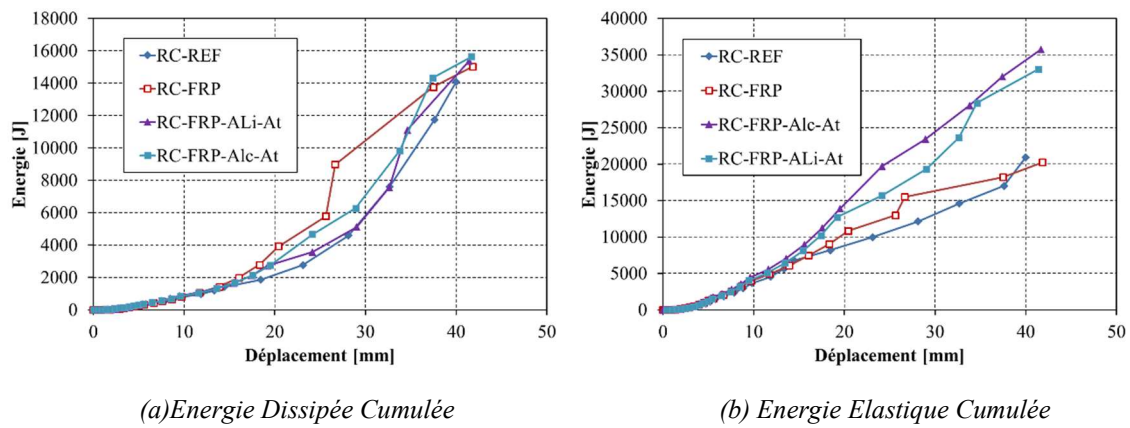


Figure 4. Evolution de l'énergie dans les liaisons

Les résultats de la campagne d'essai montrent que la quantité d'énergie dissipée ne varie presque pas en fonction des configurations. Le renforcement des liaisons ne semble pas avoir d'impact sur ces paramètres. La quantité d'énergie élastique totale est quant à elle bien plus importante pour les spécimens renforcés avec ancrages que pour les configurations non ancrées (RC-REF et RC-FRP). On note un gain de près de 100%.

### Conclusion

Cette campagne expérimentale a étudié le comportement de liaisons dalle/voile en BA renforcées par PRFC face à une sollicitation cyclique. Cette étude montre que l'on peut renforcer des liaisons BA dans les mêmes proportions que d'autres éléments en BA et ce en utilisant unique des renforts en carbone. Les points clés de cette étude sont les suivants :

- Le renfort sans ancrage dans le nœud ne permet pas d'augmenter la résistance et n'impacte pas le comportement de liaison ;
- L'ajout de mèches en carbone inclinées (RC-PRF-ALi-At) permet d'accroître la résistance de 50%, les mèches continues (RC-PRF-ALc-At) permettent d'augmenter le gain à 60%.
- Le renforcement de la liaison augmente la raideur de RC-PRF-ALi-At et RC-FRP-ALc-At pendant les trois phases d'endommagements (Elastique, progression des fissures, plastification des aciers).
- Contrairement au renforcement d'autre élément en RC à l'aide de PRF nous n'avons pas observé une augmentation de l'énergie dissipée sur les spécimens renforcés.

### Remerciement

Les auteurs remercient le projet ANR « ILISBAR » pour le financement de l'étude. Les auteurs remercient également l'équipe de techniciens (E. Janin et N. Cottet) pour leur support technique.

### Bibliographie

1. S., QAZI. *Comportement mécanique sous sollicitations alternées de voiles béton armé renforcés par matériaux composites*, Ph D. Thesis, INSA Lyon. 2013.
2. FREYSINET. *Avis Technique Foreva TFC / TFC H - Foreva WFC 100 - Avis Technique 3/14-757\*V2*. 2017.
3. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION, BRUSSELS (BE). *Eurocode 2 : Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings EN 1992-1-1*. 2004.
4. AFGC. *Recommandations provisoires : Renforcement parasismique de structures en béton armé par matériaux composites*. 2015.
5. PAMPANIN, AKGUZEL and s. *Recent development in seismic strengthening of RC Beam-Column Joints with FRP Materials*. 2012.
6. EL-ENEIN, HOSSEIN EZIMI, KHALED SENNAH and FAOUZI GHRIB. *Flexural strengthening of reinforced concrete slab-column connection using CFRP sheets*. 2014.
7. FAWZY, m. KASSEM and TAREK m. *Strengthening of defected beam-column joints using CFRP*. 2012.
8. TRAN, B MATUSZKIEWICZ and MUHAMMAD N. S HADI. *Response of substandard reinforcing details T connections upgraded with concrete covers and CFRP*. 2012.



---

# Identification des caractéristiques dynamiques d'un modèle réduit par la technique « input-output »

HAMDAOUI Karim<sup>1\*</sup>, BOUMECHRA Nadir<sup>1</sup> et AYAD Mohammed<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Département de Génie Civil, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen, B.P. 230, Chetouane, Tlemcen, Algérie, \*karim@unipv.it

---

*RÉSUMÉ.* Cette contribution résume une application expérimentale basée sur la détection de la signature vibratoire d'un portique en acier par la technique d'identification appelée « input-output ». Pour cela, un test sur table vibrante est réalisé sur la structure réduite sous une excitation dynamique harmonique. La réponse dynamique est mesurée par des accéléromètres uni-axiaux répartis sur le portique étudié. L'analyse des résultats, par le logiciel MATLAB, a permis l'identification des caractéristiques dynamiques (périodes, fréquences et modes propres de vibration) de la structure. Un modèle tridimensionnel en éléments finis est ensuite construit et calibré en fonction des caractéristiques dynamiques préalablement identifiées. La comparaison entre le résultat expérimentalement détecté et celui numériquement construit a permis la validation de la technique d'identification proposée.

*ABSTRACT.* This contribution summarizes an experimental application based on the detection of the vibratory signature of a steel frame using the so-called "input-output" identification technique. For this, a shaking table test is performed on the reduced structure under a harmonic dynamic excitation. The dynamic response is measured by uni-axial accelerometers distributed over the studied frame. The results analysis, by the MATLAB software, allowed the identification of the dynamic characteristics (periods, frequencies and mode shapes) of the structure. A three-dimensional finite element model is then constructed and calibrated according to the previously identified dynamic characteristics. The comparison between the experimentally detected result and those numerically constructed allowed the validation of the proposed identification technique.

*MOTS-CLÉS:* vibration, identification, input-output, table vibrante.

*KEY WORDS:* vibration, identification, input-output, shaking table.

---



## 1. Introduction

L'identification des systèmes (IS) [LJU 87] est le domaine qui traite le problème de la construction des modèles mathématiques des systèmes dynamiques en se basant sur des données observées à partir des systèmes étudiés. L'IS est une technique qui permet à l'ingénieur de détecter les caractéristiques dynamiques réelles d'une structure et de contrôler par la suite l'état de sa « santé » ainsi que son niveau d'endommagement. Le contrôle de la santé de la structure n'est que la comparaison des résultats de l'identification de la structure durant le cycle de vie de l'édifice.

A travers cette contribution, l'identification des caractéristiques dynamiques (fréquences, périodes et modes propres) d'un portique en acier réalisé au laboratoire, est présentée lorsqu'il est testé sur une table vibrante. La signature vibratoire ainsi définie servira comme base pour la construction et la calibration d'un modèle en éléments finis. La concordance entre les résultats numériquement trouvés et ceux du test expérimental permettra de valider la technique de l'identification des systèmes dite « input-output » (input : excitations dynamique, output : réponse enregistrée).

## 2. Identification d'un modèle

Basées sur la nature du type de l'excitation de la structure, les techniques d'identification du système peuvent être classées en deux approches principales ; « input-output » et « output-only ». L'approche « input-output » nécessite l'utilisation d'une chaîne d'instrumentation pour l'excitation de la structure afin de mesurer la vibration, acquérir les données et traiter le signal [FRI 07]. Pour exciter les structures de génie civil, on fait appel fréquemment aux tests comme « le marteau d'imputions », « l'agitateur électrodynamique », « le vibreur à masse excentrique » ou « la table vibrante ». La deuxième approche « output-only » est utilisée lorsque l'information sur l'excitation de la structure n'est pas disponible. Dans ce cas, on utilise l'algorithme de calcul inverse pour déterminer ses caractéristiques dynamiques (fréquences, périodes et modes propres). Dans notre travail, la première approche (input-output) est utilisée.

### 2.1. Description de la structure

La technique d'identification « input-output » est proposée pour extraire les caractéristiques dynamiques d'un portique métallique composé de trois niveaux, testé sur une table vibrante. Ce système avait un poteau du premier niveau supposé endommagé et ceci en libérant volontairement son ancrage horizontal à la base (figure1) [AYA 12]. Ce modèle réduit à une hauteur de 38cm pour chacun niveau. Les niveaux sont séparés par des plaques en acier qui jouent le rôle de planchers d'une section de  $30 \times 60 \text{ cm}^2$ , une épaisseur de 3cm et un poids de 50kg. Le poids total de la structure est de 150kg. Un accéléromètre est fixé sur chaque plaque, de plus, un quatrième est positionné sur la table vibrante afin de suivre le signal de l'excitation. Il est à noter que lors du test, les barres de contreventement montrées sur la figure ci-dessous (figure 1a) ont été éliminées et ceci dans le but de pouvoir détecter clairement les différents modes de vibration.



**Figure 1.** *Le portique en acier monté sur la table vibrante (a) et son modèle en éléments finis (b).*

### 2.2. Procédure du test et acquisition des données

Le test expérimental a été effectué sur une table vibrante d'une dimension de  $1 \times 1 \text{ m}^2$  au laboratoire de mécanique structurale de l'université de Pavie en Italie. Le modèle réduit a été sollicité par une excitation sinusoïdale avec trois différentes amplitudes (0,5; 1 et  $2 \text{ m/s}^2$ ). La réponse du modèle a été enregistrée en utilisant les trois accéléromètres uni-axiaux de type Episensor ES-U2 placés sur chaque niveau du modèle. Les données ont été échantillonnées à 250 enregistrements par seconde, soit un intervalle de 0,004 secondes. Ceci nous a permis de recueillir un maximum de données pour une identification précise des signaux modaux. La réponse, en accélérations uni-axiales suivant le sens de l'excitation, a été enregistrée sur une durée totale de 17 minutes. La

figure 2 montre le signal d'entrée (input, à gauche) selon l'accéléromètre positionné sur la table vibrante ainsi que les signaux de sortie (output, à droite) détectés par les trois accéléromètres sur les planchers.

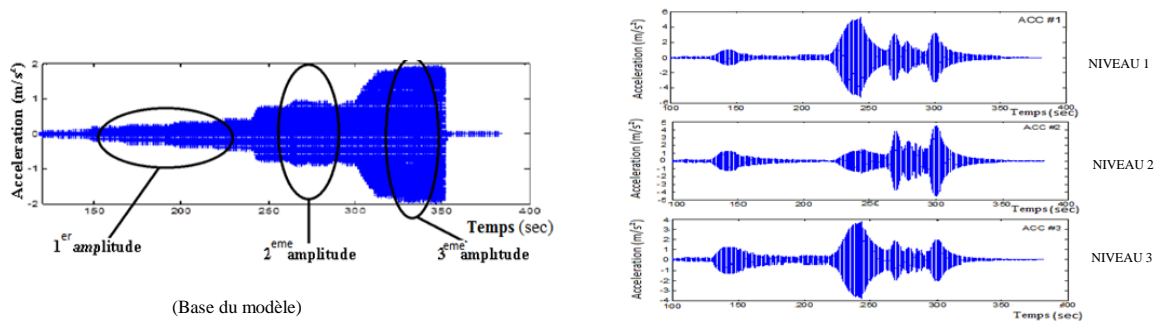


Figure 2. Signaux (accélérations) détectés par les 4 accéléromètres.

### 2.3. Résultats de l'identification

Le logiciel MATLAB a été utilisé pour l'extraction des différentes fréquences propres du modèle étudié à partir du signal enregistré (output). Les pics dans la figure 3 représentent les fréquences détectées pour chacun des 3 enregistrements par les 3 accéléromètres. Le tableau 1 résume les 5 premières fréquences et modes propres expérimentalement détectés et donne une estimation de leurs valeurs moyennes.

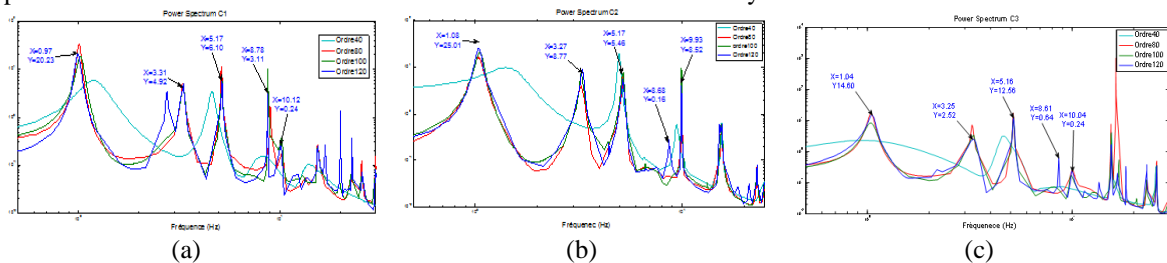


Figure 3. Fréquences détectées par (a) l'accéléromètre 1, (b) l'accéléromètre 2 et (c) l'accéléromètre 3.

Tableau 1. Les 5 premières fréquences et modes propres expérimentalement détectés.

Mode	Accéléromètre 1		Accéléromètre 2		Accéléromètre 3		Moyenne	
	Fréquence (Hz)	Période (Sec)	Fréquence (Hz)	Période (Sec)	Fréquence (Hz)	Période (Sec)	Fréquence (Hz)	Période (Sec)
1	0,97	1,03	1,08	0,93	1,04	0,96	1,03	0,97
2	3,31	0,30	3,27	0,31	3,25	0,31	3,28	0,31
3	5,17	0,19	5,17	0,19	5,16	0,19	5,17	0,19
4	8,78	0,11	8,68	0,12	8,61	0,11	8,69	0,12
5	10,12	0,10	9,93	0,10	10,17	0,10	10,07	0,10

### 2.4. Construction du modèle en éléments finis

Dans cette phase, un modèle tridimensionnel en éléments finis de la structure a été construit en utilisant le logiciel SAP2000. Ses paramètres ont été calibrés, par la modification du modulé d'élasticité des barres, de manière à correspondre aux résultats déterminés par le test expérimental sur la table vibrante. La figure 4 montre les 5 premiers modes propres de vibration de la structure et le tableau 2 regroupe les fréquences et périodes des modes déterminés numériquement.

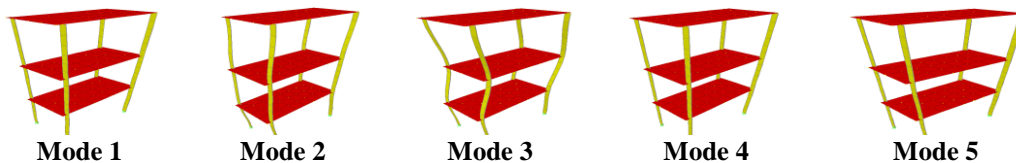


Figure 4. Modes de vibrations de la structure.

**Tableau 2.** Résultats des fréquences et des périodes propres numériquement obtenus.

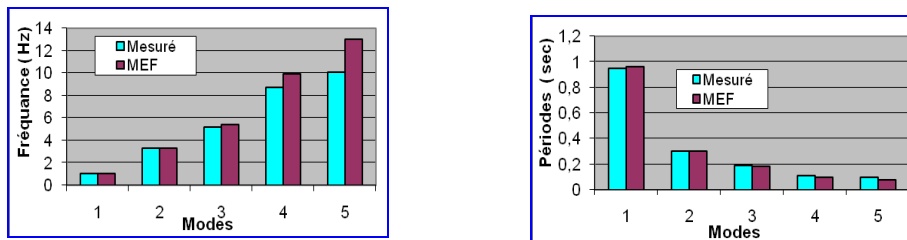
Mode	1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>
Fréquence (Hz)	1,04	3,28	5,43	9,94	13,05
Période (sec)	0,95	0,30	0,18	0,10	0,07

## 2.5 Comparaison entre les résultats mesurés et numériques

La comparaison entre les fréquences et périodes propres expérimentalement identifiées ou mesurées et celles numériquement évaluées pour les 5 premiers modes de vibration est indiquée dans le tableau 3. La même comparaison est donnée sous forme d'histogramme dans la figure 5.

**Tableau 3.** Comparaison des fréquences et périodes mesurées et numérique des 5 premiers modes.

Mode	Fréquence (Hz)		Période (Sec)		Erreur
	Mesurée	M.E.F.	Mesurée	M.E.F.	
1	1,03	1,04	0,97	0,97	0%
2	3,28	3,28	0,30	0,30	0%
3	5,17	5,43	0,19	0,18	5%
4	8,69	9,94	0,12	0,10	14%
5	10,07	13,05	0,10	0,08	29%

**Figure 5.** Comparaison des fréquences et périodes propres mesurées et numérique des 5 premiers modes.

## 2.6. Discussion des résultats

Une bonne concordance est clairement remarquée entre les valeurs numériquement trouvées et celles expérimentalement identifiées vu que l'erreur maximale aperçue est assez faible. Pour le 5<sup>ème</sup> mode, la différence atteint 29%. Ceci est dû au fait que la structure est en acier et aussi probablement causée par l'effet des assemblages des éléments structurels entre éléments et au niveau des appuis. Il est à noter aussi que la participation de la masse sur les trois premiers modes dépasse les 90% de la masse de la structure, ceci nous permet de conclure que le modèle en éléments finis construit peut être validé par les résultats des essais sur la table vibrante développée par la technique « input-output ».

## 3. Conclusion

Cette étude expérimentale a permis la détection de la signature vibratoire d'un portique en acier de trois niveaux ayant un endommagement dans l'un de ses poteaux. Par l'application de l'excitation dynamique sinusoïdale (qui servait comme un signal « input »), les périodes, fréquences et modes propres de vibration ont pu être déterminés en analysant la réponse (qui servait comme signal « output ») mesurées par les trois accéléromètres uni-axiaux. Le modèle en éléments finis a été construit en se basant sur le résultat expérimentalement détecté pour un calage modal. Le taux d'erreur relevé était assez faible. Ce travail est introductif à d'autres travaux dans le domaine du contrôle de la santé des structures réelles ainsi que dans celui de la détection des changements ou endommagements dans les éléments structuraux.

## 4. Bibliographie

- [AYA 12] AYAD M., « Contrôle de santé d'une structure excitée par des vibrations ambiantes », Mémoire de Magister, Université de Tlemcen, 2012.
- [FRI 07] FRISWEL M.I., « Damage identification using inverse methods », *Phil. Trans. R. Soc. A*, 2007, vol. 365, p. 393-410.
- [KUL 03] KULLA J., « On-line structural health monitoring », *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> World Conference on Structural Control*, Como, Italy; 2003, vol. 3, p. 133-138.
- [LJU 87] LJUNG L., « System identification : theory for the user », New Jersey, Prentice Hall. Englewood Cliffs, 1987.

---

# Investigation du comportement mécanique des poutres métalliques en situation d'incendie.

**N. Otmani - Benmehidi <sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Laboratoire LMGE, Département Génie Civil, Université Badji Mokhtar, Annaba, Algérie, [Benmehidi\\_Nadia1@yahoo.fr](mailto:Benmehidi_Nadia1@yahoo.fr)

---

*RÉSUMÉ. Le présent travail a pour but l'investigation du comportement mécanique des poutres métalliques en situation d'incendie. Les paramètres considérés sont: la rigidité, le type de feu normalisé et la longueur de la travée. Nous employons le feu des Hydrocarbures et le feu ISO834 pour l'échauffement des poutres. Trois types de section sont utilisés : HEA300, HEA400 et HEA600. Concernant la longueur de la travée, trois valeurs différentes sont employées. Dans cette étude nous employons le logiciel SAFIR, ainsi, nous déduisons, que le type de feu utilisé a une influence considérable sur le développement de la température dans les sections des poutres considérées.*

*ABSTRACT. The aim of this work is the investigation of mechanical behaviour of steel beams in fire situation.. The parameters considered are: the stiffness, the standard fire type and the length of the span. We use Hydrocarbon fire and ISO834 fire for the heating of the beams. Three types of section are used: HEA300, HEA400 and HEA600. Three different values are used for the span length. The software SAFIR is employed in this study, thus, we deduce that the fire kind has a considerable influence on the development of the temperature in the considered beams sections.*

*MOTS-CLÉS : poutre, acier, analyse, feu, résistance, comportement mécanique.*

*KEY WORDS: beam, steel, analysis, fire, resistance, mechanical behaviour.*

---

## 1. Introduction

L'incendie présente pour les êtres humains, un évènement effrayant présentant un danger mortel. Pour cette raison, la probabilité de naissance d'un incendie et ses conséquences possibles doivent être limitées en prêtant attention à la sécurité incendie lors de la conception de la construction et pendant l'utilisation du bâtiment. La protection incendie des structures a deux objectifs : • la protection des vies humaines ; • la limitation des dégâts matériels directs et indirects.

Il est faux de croire que la résistance au feu d'une structure en acier ne peut être obtenue qu'en la protégeant avec des revêtements isolants. Aujourd'hui, il existe des méthodes de calcul avancées, comme les méthodes numériques, permettant de réaliser un bâtiment résistant au feu, même avec de l'acier non protégé.

Notre travail consiste à analyser des poutres métalliques soumises à l'incendie ; dans le but d'examiner le comportement mécanique de ce type d'élément ; vue l'importance qu'il occupe dans la construction. Les paramètres considérés dans ce travail sont: la rigidité, le type de feu normalisé et la longueur de la travée. En ce qui concerne la rigidité, trois types de section sont utilisés : HEA300, HEA400 et HEA600. Concernant la longueur de la travée nous considérons trois valeurs ( $L=4m$ ,  $L=6m$ ,  $L=8m$ ). Pour l'échauffement des poutres, nous employons le feu des Hydrocarbures et le feu ISO834. L'échauffement est appliqué suivant la face inférieure et suivant les côtés. La charge mécanique est uniformément répartie. Pour les conditions aux limites, on suppose que les poutres sont simplement appuyées à l'extrémité droite et doublement appuyées à l'extrémité gauche. Dans cette étude nous employons le logiciel SAFIR qui est consacré aux structures soumises au feu.

## 2. Actions thermiques

La façon la plus simple de représenter un incendie est d'utiliser des courbes nominales, soit une relation donnant l'évolution de la température des gaz en fonction du temps.

Des courbes ont été établies à partir de l'expérience sur des feux réels et les plus fréquemment utilisées sont montrées dans la figure 1.

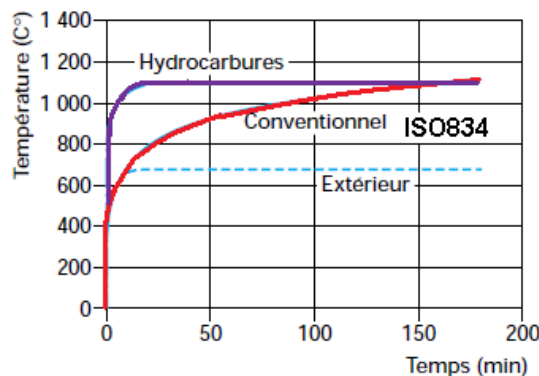


Figure 1. Courbes nominales (KRU, 2004).

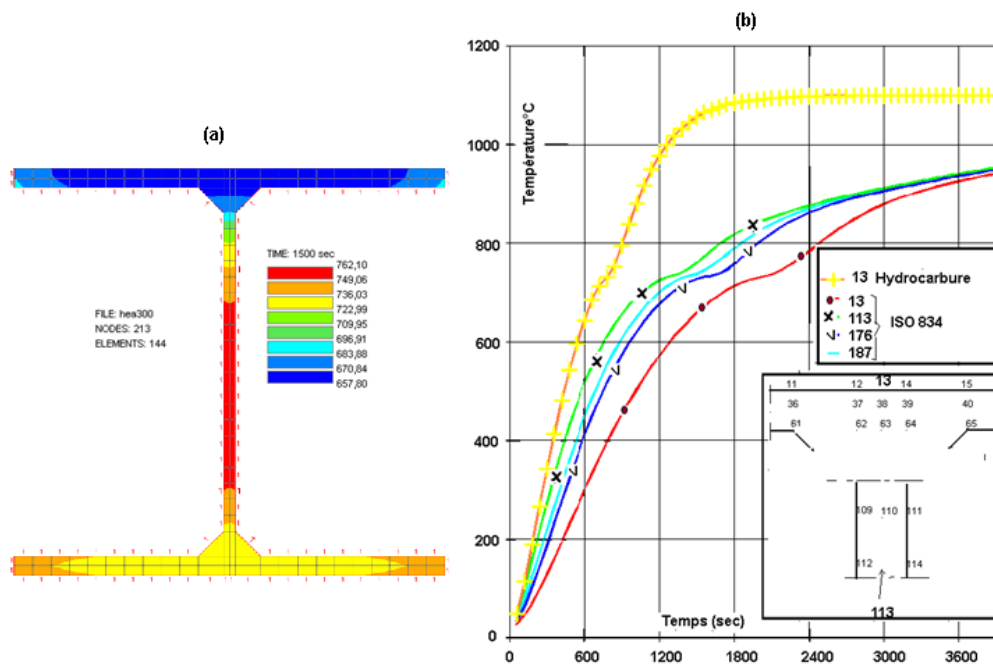
### 2.1 Analyse thermique de la poutre HEA300

Le fichier thermique de données comporte : les coordonnées des nœuds, la température initiale égale à 20°C. La poutre HEA300 est discrétisée en un nombre d'éléments égal à 144 et le nombre des nœuds est égal à 213. Les résultats de l'analyse thermique transitoire sont présentés ci-dessous.

La Figure 2(a) montre la distribution de la température dans chaque point de la section, sachant que le feu employé pour ce cas est le feu ISO834. La température maximale se trouve au niveau de l'âme 762°C pour une durée d'échauffement de 1500 sec, en ce qui concerne la semelle inférieure, elle présente une température de 736°C. La température minimale qui est de 657°C se trouve dans la semelle supérieure du fait que celle-ci n'est pas chauffée.

Il est clair que la température présente des valeurs importantes en considérant l'échauffement par la courbe Hydrocarbures (Figure 2(b)). On constate que la courbe de température du nœud 13 (figure 2(b)) montre que la température augmente progressivement en fonction du temps jusqu'à  $t=1500\text{sec}$  ( $t=25\text{min}$ ) la courbe devient stationnaire (température constante) égale à 1100°C. Par contre la courbe du nœud 13 due à l'échauffement par la courbe normalisée ISO834, présente des températures nettement inférieures à la précédente. A  $t=1500\text{sec}$  la

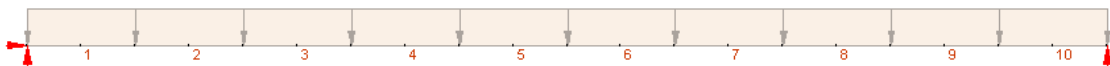
température est de 640°C. Pour le nœud 113 qui se trouve au centre de gravité de la section sa température est plus élevée que celle des autres nœuds en rapport avec le feu ISO834 (figure 2).



**Figure 2.** (a) Distribution de la température dans la section de la poutre pour  $t=1500\text{sec}$ . (b) Courbes des températures pour quelques nœuds de la section, d'après les deux types d'échauffement.

### 3. Analyse mécanique des poutres chauffées par le feu ISO834 et le feu des HYDROC

La poutre de la figure 3 montre le nombre d'éléments finis employés dans les simulations par le code SAFIR, qui est de 10 ainsi que les conditions aux limites et le chargement mécaniques des poutres (uniformément réparti).



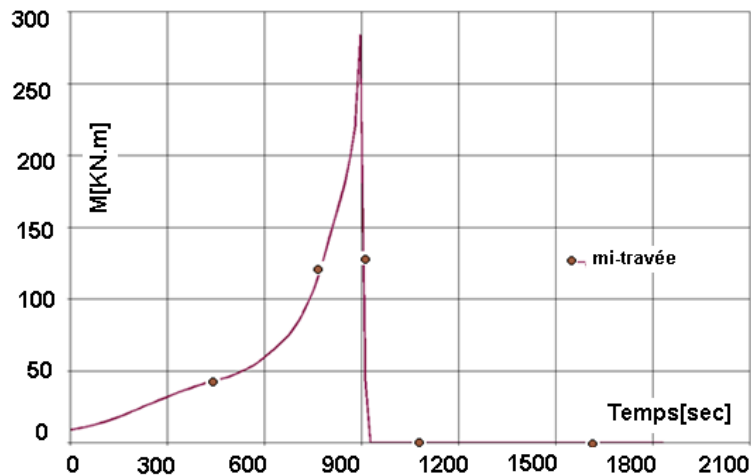
**Figure 3.** Modélisation des poutres.

**Tableau 1.** Résistance au feu des poutres en fonction de la rigidité et de l'action thermique

Section	Résistance au feu ( $R_f$ ) (sec)		Longueur(m)	Rigidité(KN.m)
	ISO834	HYDROC		$\frac{EI}{L}$ ISO834
HEA300	1541	474	4	38352,3
HEA400	2248	707	4	94644,9
HEA600	4016	1039	4	296536,8

**Tableau 2.** Influence de la longueur de travée sur la résistance au feu

section	Résistance au feu (Rf) ISO834		Longueur(m)	Rigidité EI/L(KN.m)
	(sec)	(min)		
HEA600	4016	66min56s	4	296536 ,8
HEA600	2393	39min53s	6	296536 ,8
HEA600	1833	30min33s	8	296536 ,8

**Figure4.** Moment fléchissant à mi-travée de la poutre du type HEA600

La figure4 montre l'évolution du moment fléchissant de la poutre du type HEA600 avec une longueur de  $L=8m$ , l'échauffement de cette poutre est selon la courbe normalisée : ISO834. On constate que le moment maximal est atteint au bout de 15 min, il devient nul quelques seconde après, d'une manière rapide, jusqu'au temps de ruine 1833 sec. Ce qui est du à la longueur de la poutre qui est importante car la sensibilité au déversement augmente avec la longueur  $L$  de la poutre.

### Conclusion

En se basant sur les résultats de cette étude, il a été déduit que le type de feu utilisé a une influence considérable sur le développement de la température dans les sections des poutres considérées, il a été constaté également que la température maximale se trouve à chaque fois au niveau du centre de gravité de la section (l'âme).

La résistance au feu est proportionnelle à la rigidité des poutres, l'augmentation de la rigidité améliore la résistance au feu de ces dernières.

Il existe une influence indirecte de la longueur de la poutre: une augmentation de la longueur entraîne une diminution de la résistance au feu car la sensibilité au déversement augmente avec la longueur  $L$  de la poutre. On remarque que la poutre qui a le meilleur comportement mécanique, en d'autres termes qui se comporte d'une manière plus ductile, a la plus faible longueur de portée.

### 4. Bibliographie

- [ENV 91] ENV 1991 1-2, EUROCODE 1. *Actions sur les structures: Actions générales- Actions sur les structures exposées au feu*, Partie 1-2, 2002.
- [ENV 93] ENV 1993 1-2, EUROCODE 3, *Calcul des structures en acier – Partie 1-1: Règles générales*, 2005.
- [FRA 11] Franssen J M., SAFIR, A Thermal/Structural Program Modeling Structures under Fire», *Engineering Journal*, A.I.S.C., Vol 42, No. 3, 143-158, 2011.
- [JOY 90] Joyeux D., Détermination de la température des structures métalliques en situation d'incendie selon l'Eurocode 3, *Construction métallique n°3, CTICM*, 1990.



- [KRU 00] Kruppa J., Marck A. et Zhao B., Procédure d'extrapolation des performances de résistance au feu d'éléments séparatifs à ossature acier, *Construction Métallique*, n° 3, INC-REG 1-2000, 2000.
- [KRU 04] KRUPPA J. , Sécurité incendie des ouvrages en structures métalliques : Département Incendie et Essais, Centre technique industriel de la construction métallique CTICM, publié par "*les Techniques de l'Ingénieur*", partie 1 : C2506, 2004.

---

# Modélisation analytique du comportement des dalles de béton renforcées par des patchs composites sous une charge excentrée de poinçonnement.

Fatma Kheloui-Taouche<sup>1</sup>, Kamal Ait tahar<sup>2</sup>, F.Zohra Djellad<sup>1</sup>, Ourdia Belaidi<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Laboratoire de Modélisation expérimentale et numérique des Matériaux et Structures en Génie Civil (LaMoMS). Département de Génie Civil; Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Algérie ( [fatma\\_kheloui@yahoo.fr](mailto:fatma_kheloui@yahoo.fr) )*

<sup>2</sup> *University Akli Mohand Oulhadj of Bouira – Laboratory LM2D, Algeria.*

---

**RÉSUMÉ.** Dans le cas général, la prise en compte du comportement d'un matériau jusqu'à la ruine permet une conception plus optimisée en utilisant des modèles beaucoup plus prédictifs. Dans le cadre de notre étude, nous présentons quelques résultats de la démarche modélisation analytique menée pour analyser le comportement de dalles en béton non armées, renforcées sur la face extérieure par des patchs composites en liège, de dimensions variées sous l'effet d'un chargement vertical progressif excentré, avec un pas de  $(1/3)L'$  et  $(2/3)L'$  par rapport au centre de gravité de la dalle. A cet effet plusieurs dimensions des patchs composites sont considérées, à savoir :  $(6 \times 4) \text{ cm}^2$ ,  $(12 \times 8) \text{ cm}^2$  et  $(18 \times 12) \text{ cm}^2$ . Les résultats montrent que les dimensions du patch composite ont une influence directe sur la déformée avant la rupture.

**ABSTRACT.** In the general case, the taking into account the behavior of a material up to ruin allows a more optimized design using much more predictive models. As part of our study, we present some results of the analytical modeling approach carried out to analyze the behavior of reinforced concrete slabs on the outer face by cork composite patches, of various dimensions under the effect of an eccentric progressive vertical load, with a pitch of  $(1/3) L'$  and  $(2/3) L'$  in relation to the slab center of gravity. For this purpose several dimensions of the composite patches are considered, namely :  $(6 \times 4) \text{ cm}^2$ ,  $(12 \times 8) \text{ cm}^2$  and  $(18 \times 12) \text{ cm}^2$ . The results show that the dimensions of the composite patch have a direct influence on the distortion before breaking. ....

**MOTS-CLÉS :** dalle, renforcée, composite liège, poinçonnement, modélisation analytique.

**KEY WORDS:** slab, reinforced, composite cork, punching, analytical modeling.

---

## 1. Introduction

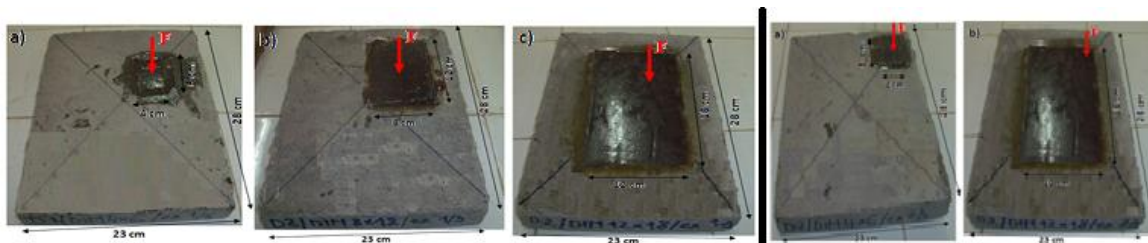
L'analyse du comportement des dalles en béton armé sollicitées par un chargement vertical progressif de poinçonnement est un thème très actuel. Les accidents récents montrent clairement l'importance du phénomène. Le poinçonnement est un mode de rupture caractérisé par une rupture fragile qui se produit sans déformation plastique conduisant à un effondrement de la dalle en béton armé. La maîtrise et la connaissance des différents paramètres influençant ce phénomène permet d'assurer la sécurité structurale dans la conception moderne des bâtiments « planchers dalles ».

Les dalles en béton armé lorsqu'elles sont soumises à ces charges ponctuelles, elles développent des résistances plus au moins faibles. La rupture par poinçonnement est due à l'effort tranchant développé dans la zone fortement comprimée [TAL 13] [EL H 04]. Dans la plupart des cas, les détériorations du matériau béton entraînent des pertes de résistance et autres faiblesses qui nécessitent un renforcement de la structure pour améliorer les caractéristiques mécaniques des éléments qui la composent [MEN 96]. Le recours aux matériaux composites pour le renforcement de ces dalles soumises au poinçonnement semble être une solution fort prometteuse [J.M.B 05]. Le matériau composite peut être utilisé généralement sous formes de bandes réparties sur la face tendue dans la direction du chargement, des plaques collées au centre de la dalle pour couvrir la zone la plus sollicitée ou en stratifiées réparties sur la totalité de la surface de dalle [RAB 02] [SHA 96] [ERI 95]. Le renforcement par des patchs composites peut être considéré comme une solution vis à vis de la flexion et du poinçonnement.

Nous présentons, dans cette étude, un modèle analytique qui permet de prédire le comportement des dalles non armées, de dimensions  $28 \times 23 \times 3 \text{ cm}^3$ , renforcées par des patchs composites, collés sur la sous face de la dalle, soumises à un chargement vertical progressif de poinçonnement excentré. La charge verticale ponctuelle produit un effort tranchant dans la zone fortement comprimée autour de la surface d'application de l'effort vertical. Le développement de ce modèle, est basé sur des résultats expérimentaux obtenus à partir d'essais réalisés à température ambiante sur une machine de marque IBERTEST, ces essais sont pilotés jusqu'à la rupture à vitesse de traverse constante fixée à  $10 \text{ mm/min}$  soit  $0.1 \text{ KN/s}$  pour assurer une bonne reproductibilité des résultats. Plusieurs variantes (surfaces renforcées) sont considérées. Le patch composite est toujours collé sous le point d'application de la charge. Pour étudier l'influence de la surface du patch composite ( $S_p$ ) sur le mode de rupture de la dalle, deux excentricités de la charge verticale, avec un pas de  $(1/3) L'$  et  $(2/3) L'$ , par rapport au centre de gravité de la dalle, sont considérées avec  $L'$  : diagonale de la surface de la dalle. Les sections des patchs sont calculées de façon que le rapport  $X_p/Y_p$  du patch soit proportionnel à  $X_D/Y_D$  de la dalle, avec un pas de  $6 \text{ cm}$  dans le sens longitudinal et de  $4 \text{ cm}$  dans le sens transversal [TAO 15] [TAO 16] [TAO 17] [TAO 16]. Le patch composite est toujours appliqué sous la charge verticale progressive de poinçonnement.

## 2. Présentation des spécimens

Les matériaux composites, utilisés dans le renforcement des dalles non armées de dimensions  $28 \times 23 \times 3 \text{ cm}^3$ , sont des patchs en liège. Les plaques composites sont réalisées à partir du mélange résine époxy accompagnée de son durcisseur et des renforts, selon la fiche technique proposée par le constructeur.



**Figure 1.** Dalles en béton renforcées: I) cas de charge excentrée à  $1/3 L'$ , a) Patch ( $6 \times 4$ ) cm, b) Patch ( $12 \times 8$ ) cm, c) Patch ( $18 \times 12$ ) cm. et II) cas de charge excentrée à  $2/3 L'$ , a) Patch ( $6 \times 4$ ) cm, b) Patch ( $18 \times 12$ ) cm.

**Tableau 1.** Caractéristiques du liège; Caractéristiques du béton en compression.

Caractéristiques	Tolérance		
Densités	$0.24 \text{ g/cm}^3$	Résistance à la compression à 28j $f_{cj}$ (Mpa)	31.35
Granulométries	$4 / 8 \text{ mm}$	Limite élastique (Mpa)	27.43
Coefficient de conductibilité thermique $20^\circ \text{C}$	$\dot{\epsilon} = 0,040 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$	Module d'élasticité $E_{co}$ (Mpa)	33174
Réaction au feu	Très difficilement inflammable.	Coefficient de poisson $\mu$	0.14
Attaque des insectes, rongeurs et autres	Peu propice.		
Temps de déphasage chaud/froids	$\pm 12$ heures		
Résistance à la conductibilité de la chaleur	$R = 0,5 / 0,75 / 1 / 1,25 \text{ m}^2 \cdot \text{K/W}$		
Chaleur spécifique	$1,67 \text{ KJ/Kg} \cdot \text{C}$		
Résistance à la flexion	$1,8 \text{ Kg/cm}^2$		
Résistance à la compression	$0,20 \text{ Kg/cm}^2$		

## 3. Modélisation analytique

### 3.1. Modèle proposé

Pour mieux comprendre le comportement des dalles non armées, renforcées par des patchs composites, nous avons utilisé, dans ce qui suit, le mécanisme de rupture d'un élément dalle, proposé par les auteurs Kinnunen et Nylander [KIN 60]. D'après le mécanisme de rupture selon Kinnunen et Nylander [KIN 60], l'élément de dalle extérieur au cône de poinçonnement, délimité par la fissure de poinçonnement et deux fissures radiales, est retenu par l'armature supérieure et est appuyé sur un voile conique comprimé. Ce voile conique se développe entre la colonne et le fond de la fissure de poinçonnement.

La charge de rupture dans le béton non armé doit satisfaire à la condition de non poinçonnement, donnée par l'Eurocode, voir formule ci-dessous:

$$F_r = 0.045 \times U_c \times d \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad [1]$$

Si l'on suppose que, le patch composite contribue à la reprise de l'effort vertical, de manière proportionnelle à la surface renforcée, fonction des propriétés mécaniques du composite utilisé. La force reprise par le patch composite peut être estimée par la relation (2) :

$$F_{composite} = \alpha \times F_c = \left( \frac{S_i}{S} \right)^{0.2} \times \sigma \times e \times b \quad [2]$$

Vu que le chargement est excentré, on se propose d'introduire un facteur d'excentricité de la charge sous la forme suivante :

$$\left( 1 + \frac{1}{4} \times \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x \times b_y}} \right) \quad [1]$$

Tels que:

$e_x$  et  $e_y$  : sont les excentricités de la force selon les axes x et y, respectivement;

$b_x$  et  $b_y$  : sont les longueurs de la surface du rectangle d'impact au feuillet moyen.

En considérant l'état de non-poinçonnement et en introduisant ce facteur d'excentricité dans les relations précédentes, la valeur de la résistance à la rupture peut être estimée par la relation (2): Tenant compte de l'excentricité de la charge dans l'estimation de la valeur de la résistance à la rupture des dalles en béton renforcées par des patches composites, on considère:

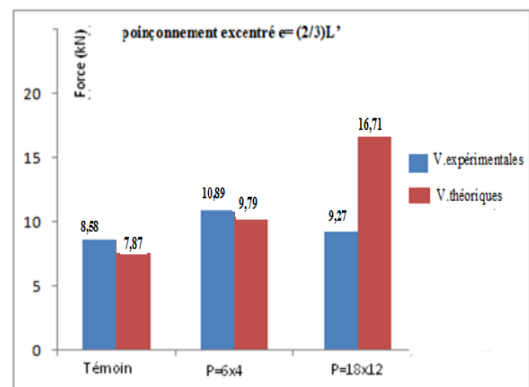
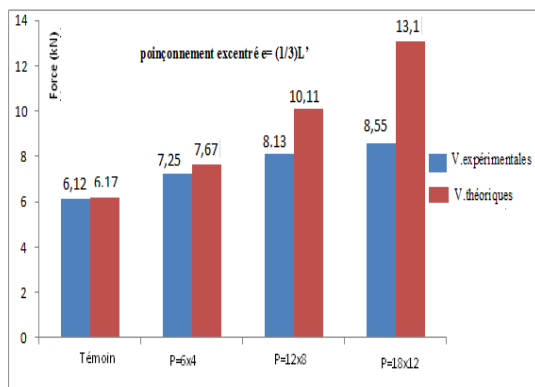
$$F_r = \left( 0.045 \times U_c \times d \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} + \left( \frac{S_i}{S} \right)^{0.2} \times \sigma \times e \times b \right) \times \left( 1 + \frac{1}{4} \times \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x \times b_y}} \right) \quad [2]$$

Avec:  $\sigma$ : La contrainte de traction du composite,  $f_{cj}$ : résistance à la compression du béton,  $e$ : épaisseur du patch composite,  $b$ : largeur du patch composite,  $S_i$ : surface du patch composite,  $S$ : surface du béton dalle,  $\gamma_b$ : coefficient de sécurité appliqué à la résistance du béton et  $U_c$ : le périmètre du contour au niveau de la couche moyenne.

Tenant compte des valeurs de la contrainte de traction du composite liège et de la résistance du béton en compression, donnée par les essais, les différents résultats obtenus par l'application de la relation (4) sont illustrés par le tableau ci-dessous et les figures 3. Une confrontation avec l'expérimental est réalisée pour estimer l'erreur et valider le modèle proposé.

**Tableau 2.** Confrontation des résultats expérimentaux et théoriques.

	Excentricité (e)	Désignation	Dimensions (cm <sup>2</sup> )	V. expéri. [Kn]	V. théor. [Kn]	Erreur %
Dalle de Référence	1/3	DRef 1/3	D : 28x23	6,12	6,17	0,81
	2/3	DRef2/3		8,58	7,87	8,27
Dalle renforcée par un patch composite « Liège »	1/3	DRCL1e1/3	P=6x4	7,25	7,67	5,47
	2/3	DRCL1e2/3		10,89	9,79	10,1
	1/3	DRCL2e 1/3	P=12x8	8,13	10,11	19,58
	2/3	DRCL2e2/3		-	-	
	1/3	DRCL3e 1/3	P=18x12	8,55	13,1	34,58
	2/3	DRCL3e2/3		9,27	16,71	44,5



**Figure 2.** Histogramme des valeurs : Charge excentrée à 1/3L'; Histogramme des valeurs: Charge excentrée à 2/3L'.

A partir de ces résultats, on peut remarquer que, plus les dimensions du patch et le facteur d'excentricité augmentent, plus l'erreur est importante. Aussi, dans le cas d'un poinçonnement très excentré, il est préférable d'utiliser un patch de petite dimension, pour renforcer juste la surface assujettie à la charge verticale.

#### 4. Conclusion

Les modèles proposés permettent de décrire convenablement le comportement global des dalles renforcées par des patches de dimensions relativement moyennes par rapport aux dimensions des dalles.

Le modèle proposé permet d'estimer correctement les valeurs limites de la résistance de rupture des dalles en béton renforcées par des patches composites.

Lorsque les dimensions du patch composite sont réduites, on observe une très bonne concordance entre les résultats donnés par le modèle et ceux donnés par les essais mécaniques.

Aussi, dans le cas d'un poinçonnement très excentré, il est préférable d'utiliser un patch de petites dimensions, pour renforcer juste la surface assujettie à la charge verticale.

Les dimensions géométriques du patch ont donc une influence directe sur la résistance.

Pour ce cas du poinçonnement excentré, le facteur d'excentricité influe directement sur l'erreur comise par le modèle proposé.

D'autres essais sont nécessaires pour mieux optimiser les paramètres des modèles proposés.

#### 5. Bibliographie

- [EL H 04] EL HOUSSAIN R., Contribution à l'analyse de comportement mécanique de dalle en béton armé renforcées par des matériaux composites, thèse de doctorat l'université claudes-bernard-lyon1, 2004.
- [ERI 95] ERIK M.A., HEFFERNAN P. J., *Reinforced concrete slabs externally strengthened with FRP materials*, Taerwe L. editor, London, p. 509-516, 1995.
- [J.M.B 05] J.M. BERTHELOT., *Matériaux composites, comportement mécanique et analyse des structures*, Editions Lavoisier, ISBN: 2-7430-0771-0, 2005.
- [MEN 96] MENÉTREY Ph., « Analytical computation of the punching strength of reinforced concrete », *ACI Structural journal*; vol. 93, N° 5, p.503-511, 1996.
- [KIN 60] KINNUNEN ET NYLANDER., «Punching of concrete slabs without shear reinforcement». *Transactions of Royal Institute Technology, NO 158, Stockholm, 1960.*
- [RAB 02] RABINOVITCH O., AND FROSTIG Y., «High-order behavior of fully bonded and delaminated circular sandwich plates with laminated face sheets and a "soft" core», *International Journal of Solids and Structures, Volume 39, Issue 11, Pages 3057-3077 June 2002.*
- [SHA 96] SHAHAWY M.A. ET AL., «Experimental investigation on structural repair and strengthening of damaged prestressed concrete slabs utilizing externally bonded laminates», *Composite B, 27(3-4):217-24, 1996.*
- [TAL 13] TALBOT A.N., Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings, Engineering Experiment Station. University of Illinois, Bulletin 67, USA, 1913.
- [TAO 15] TAOUACHE-KHELOUI. F, AND AL «Behavior of Concrete Slabs Reinforced with Composite Patch Under Centric Punching Load», *Elsevier, Procedia Engineering Volume 114 (2015) pp 255 – 262, www.sciencedirect.com. ISSN: 1877-7058, doi: 10.1016/j.proeng.08.066, 2015.*
- [TAO 16] TAOUACHE-KHELOUI. F, AND AL «Influence of the drop height of a mass on the behavior of a concrete slab reinforced by a composite cork plate: Numerical Analysis». *Journal of Materials. Processes and Environment December edition. Vol.3. No2. ISSN: 2335-1020, 2016.*
- [TAO 17] TAOUACHE-KHELOUI. F, AND AL «Modeling and parametric analysis of the behavior of reinforced concrete slabs by composite patches under the centered punching load», *14th International Conference on Fracture (ICF 14) June18-23, Rhodes, Greece, 2017.*
- [TAO 16] TAOUACHE-KHELOUI. F, AND AL « Numerical analysis of the strengthening reinforced concrete slab subjected to the drop of a mass », *16th International Conference on New Trends in Fatigue and Fracture (NT2F16) , Dubrovnik, Croatia, May 24-27, 2016.*

---

# Modélisation numérique de l'écaillage du béton au cours d'un incendie

Hatem Kallel<sup>1</sup>, Hélène Carré<sup>1</sup>, Md Jihad Miah<sup>1,2</sup>, Christian La Borderie<sup>1</sup> et Pierre Pimienta<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Université de Pau & des Pays de l'Adour, SIAME - IPRA, EA4581, 64600, Anglet, France

<sup>2</sup>Université Paris Est, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, 77447 Marne-la-Vallée cedex 2, France

Email : [hatem.kallel@univ-pau.fr](mailto:hatem.kallel@univ-pau.fr)

---

*RÉSUMÉ. L'écaillage des bétons est un phénomène brutal pouvant être préjudiciable pour la stabilité d'une structure pendant et après un incendie. Ce phénomène dépend de la composition du matériau, du chargement thermique mais aussi du changement mécanique appliqué.*

*Ces dernières années, des études théoriques et expérimentales ont tenté d'examiner les causes possibles de l'écaillage des bétons. En particulier, de nombreuses discussions autour de l'importance relative des mécanismes thermomécaniques et thermohydrauliques ont été menées.*

*Afin de mieux comprendre l'effet du chargement mécanique sur l'écaillage des essais feu ISO ont été conduits sur des dalles sollicitées en compression biaxiale. Des calculs thermomécaniques (TM), reproduisant le déroulement des essais, ont été effectués avec le code aux éléments finis CAST3M. Le travail réalisé a permis de bien prédire à la fois l'évolution des températures mais aussi des déplacements dans les dalles.*

*ABSTRACT. Concrete spalling is a sudden phenomenon that can be detrimental to the stability of a structure during and after a fire. This phenomenon depends on the composition of the material, the thermal loading but also the mechanical loading.*

*In recent years, theoretical and experimental studies have been carried out to examine the possible causes of concrete spalling. In particular, there has been much discussion about the relative importance of thermomechanical and thermohydraulic mechanisms.*

*In order to better understand the effect of mechanical loading on spalling, ISO fire tests were carried out on slabs subjected to biaxial compression. Thermomechanical (TM) computations, reproducing the test sequence, were performed with the CAST3M finite element code. The work carried out made it possible to predict both the evolution of temperatures and the displacements of the slabs.*

*MOTS-CLÉS : béton, feu, écaillage, haute température, chargement biaxial, éléments finis, calculs thermo-mécaniques*

*KEYWORDS: concrete, fire, spalling, high temperature, biaxial loading, finite elements, thermos-mechanical computations*

---

## 1. Introduction

L'incendie l'une des charges accidentelles les plus sévères qui peut agir sur les structures en béton. Il peut provoquer des endommagements sévères (fissures, écaillage, etc.) ou même mener à la ruine de la structure. L'écaillage est une instabilité se caractérisant par une expulsion brutale des couches superficielles du béton exposé au feu. Il induit une réduction de la section résistante et peut conduire à l'exposition directe des barres d'armature aux flammes avec une réduction accrue de la capacité portante (Khoury et Anderberg [Khou 00] et Kalifa et al. [Kal 00]).

Les résultats de la littérature montrent que l'écaillage est dû d'une part à des phénomènes thermo-hydriques conduisant au développement des pressions de pores [Ham 65] et d'autre part au développement des contraintes thermo-mécaniques dues aux gradients thermiques et aux déformations empêchées [Baz 97]. En fait, à ce jour, le mécanisme d'écaillage est bien compris mais très difficile à prédire. Les différents paramètres influençant l'écaillage sont bien connus. Le chargement mécanique appliqué pendant le chauffage est bien connu et particulièrement important. Son effet est particulièrement important et les contraintes de compression en face chauffée aggravent singulièrement l'écaillage [Mia17].

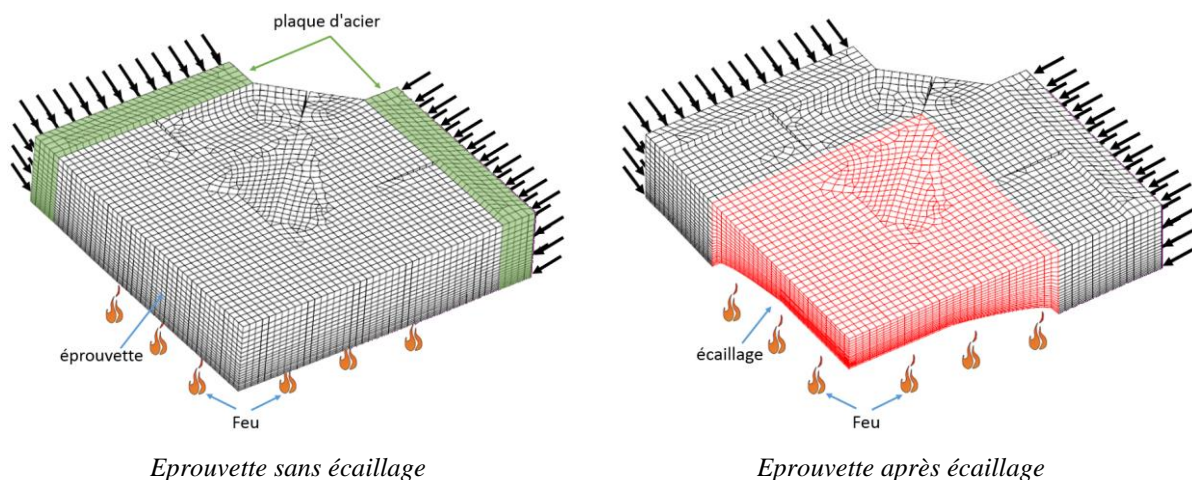
Afin d'évaluer l'effet de l'écaillage au cours du chauffage de dallages soumises à un feu ISO, des simulations éléments finis ont été menées à l'aide du logiciel CAST3M. Les calculs thermomécaniques ont été effectués pour un béton ordinaire, B40-II. Les résultats sont comparés aux données expérimentales [Mia 17] : profils de température et déplacements.

## 2. Modélisation numérique

### 2.1. Maillage et conditions aux limites

Un quart de l'éprouvette a été modélisé soit une dalle de  $400 \times 400 \times 100 \text{ mm}^3$  ainsi que les plaques d'acier de  $300 \times 100 \times 50 \text{ mm}^3$  permettant d'appliquer le chargement. Deux plans de symétrie sont représentés grâce à un déplacement nul sur deux bords du quart de dalle (cf. Figure 1). Un maillage tridimensionnel avec éléments cubiques à 8 nœuds a été réalisé. Le maillage a été raffiné à proximité de la surface chauffée (mailles de 2 mm) en raison des très forts gradients thermiques alors que les mailles à l'opposé de la surface chauffée ont une épaisseur de 10 mm. Cela permet de bien représenter les phénomènes en jeu en optimisant le temps de calcul.

Les conditions aux limites et l'application du chargement sont identiques à celles utilisées lors des expérimentations [Mia 17]. Une charge de compression biaxiale a été appliquée avant le chauffage, puis la charge a été maintenue constante pendant toute la durée de l'essai au feu. Trois niveaux différents de contrainte de compression biaxiale (0, 5 et 10 MPa) ont été étudiés. Le chargement thermique est du type feu ISO 834-1. Un coefficient d'échange égale à 70 a été choisi pour la surface exposée avec la température mesurée dans le four pendant l'essai. Au cours de l'essai, la géométrie de la dalle a été modifiée afin de prendre en compte l'effet de la charge de compression biaxiale sur l'écaillage du béton (figure 1). Une évolution linéaire de la profondeur d'écaillage a été choisie entre le début de l'écaillage (après 4 minutes d'essai pour un chargement de 10 MPa) et la fin de l'essai, après 30 minutes de chauffage.



**Figure 1.** Maillage et condition aux limites de l'éprouvette sans et avec écaillage.



## 2.2. Propriétés thermique et mécaniques

L'évolution des propriétés thermiques et mécaniques du béton testé (B40-II) avec la température correspond aux mesures réalisées par Mindeguia [Min 09], à celles de l'Eurocode 2 [Eur 05] ou aux mesures réalisées dans le cadre de cette étude ( $f_t$ ,  $G_f$ ).

Afin d'obtenir la forme possible de la courbe de déplacement mesurée lors de l'essai expérimental, le coefficient de dilatation thermique ( $\alpha$ ) a été ajusté avec l'essai au feu expérimental sans charge.

Les variations des propriétés thermiques et mécaniques du béton en fonction de la température sont présentées dans les tableaux. 1 et 2.

**Tableau 1.** Évolution des propriétés thermiques et mécaniques du béton en fonction de la température.

$T$ [°C]	20	120	250	400	600
$E$ [GPa]	24.1	14.2	12.7	8.4	2.9
$f_t$ (MPa)	2.5	2	2.4	2.1	1.5
$G_f$ [J/m <sup>2</sup> ]	150	177	260	265	456
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2300	2297	2236	2185	2145
$\lambda$ [W/mK]	1.69	146	1.09	0.8	0.58
$C_p$ [J/Kg K]	993	2162	1213	1213	1213

**Tableau 2.** Évolution du coefficient de dilatation thermique ( $\alpha$ ) du béton avec températures

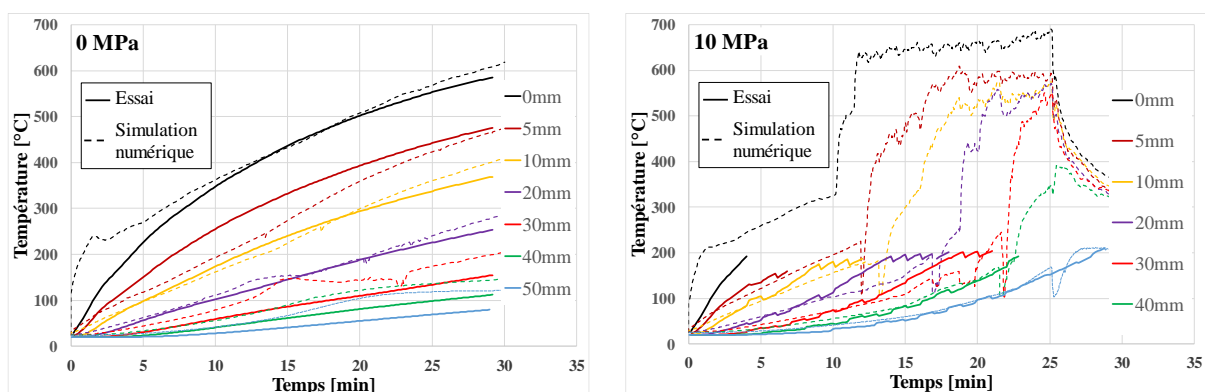
$T$ [°C]	20	120	250	360	430	510	600
$\alpha$ [ $\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$ ]	$10^{-5}$	$10^{-5}$	$10^{-5}$	$10^{-5}$	$1.3 \cdot 10^{-5}$	$1.5 \cdot 10^{-5}$	$1.5 \cdot 10^{-5}$

Le coefficient de dilatation thermique a été ajusté grâce aux résultats d'essai sur la dalle non chargée.

## 3. Résultats

### 3.1. Evolution de la température en fonction du temps et l'épaisseur de l'éprouvette

Les températures calculées numériquement et mesurées expérimentalement à différentes profondeurs de la surface exposée des dalles sont comparées dans la Figure 2. On peut constater que les températures prévues sont généralement en accord avec les températures mesurées expérimentalement pendant toute la durée d'exposition au feu. Pour l'éprouvette non chargée il n'y a pas d'écaillage par contre pour l'éprouvette chargée à 10 MPa l'écaillage commence après 4 min.

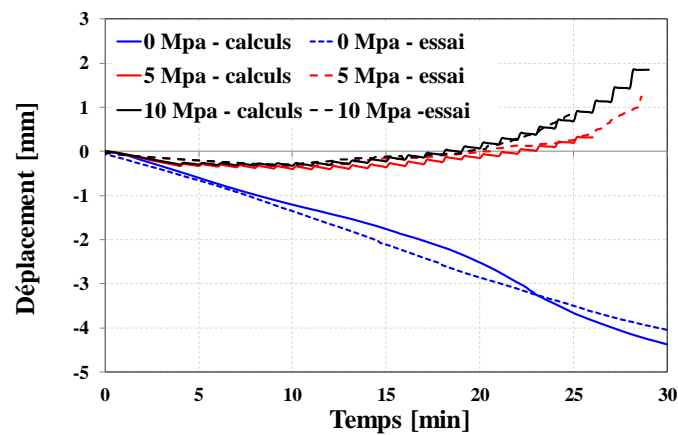


**Figure 2.** Évolution de la température calculée numériquement et mesurée expérimentalement de l'éprouvette non chargée et chargée à 10 MPa en fonction du temps.

### 3.2. Evolution du déplacement de la dalle en fonction du temps

La figure 3 présente la comparaison entre le déplacement de la partie froide mesuré au centre de la dalle lors des essais et les résultats des simulations numériques. La figure 3 montre qu'il existe un bon accord entre le

déplacement mesuré expérimentalement et le déplacement calculé numériquement des dalles chargées à 5 et 10 MPa durant toute la durée d'exposition au feu.



**Figure 3.** Évolution du déplacement calculé numériquement et mesuré expérimentalement de l'éprouvette non chargée et chargée à 5 et 10 MPa en fonction du temps.

#### 4. Conclusion

La méthode de calcul développée permet de bien simuler l'effet de l'écaillage du béton au cours du chauffage. Les calculs thermo-mécaniques permettent de bien évaluer l'évolution des températures, des déplacements et de connaître l'état d'endommagement du béton, les contraintes et les déformations.

#### 5. Bibliographie

- [Baz 97] Bazant, Z.P. (1997). "Analysis of pore pressure, thermal stress and fracture in rapidly heated concrete", in: Proceedings, International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST, February 13-14, 1997, pp. 155-164
- [Eur 05] Eurocode 2, 1992-1-2. (2005). "Design of concrete structures. Part 1-2: General rules –structural fire design", Brussels, Belgium.
- [Ham 65] Harmathy, T. Z. (1965). "Effect of moisture on the fire endurance of building elements", ASTM Special Technical Publication, No. 385, pp. 74-95, 1965.
- [Kal 00] Kalifa, P., Menneteau, FD. and Quenard, D. (2000). "Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures", Cement and Concrete Research (2000), Vol. 30, pp. 1915-1927.
- [Kho 00] Khoury G. A. and Anderberg Y. (2000). "Concrete spalling review", Fire safety design, report submitted to the Swedish National Road Administration, Sweden.
- [Mia 17] Md Jihad Miah, Francesco Lo Monte, Roberto Felicetti, Pierre Pimienta, Hélène Carré & Christian la Borderie, " Experimental Investigation on Fire Spalling Behaviour of Concrete: Effect of Biaxial Compressive Loading and Cement Type", 5th International Workshop on Concrete Spalling due to Fire Exposure, Borås, Sweden, 12-13 October 2017
- [Min 09] Mindeguia JC. (2009). "Contribution Expérimental a la Compréhension des risqué d'Instabilité Thermiques des Béton", PhD Thesis (French), Université de Pau et des Pays de l'Adour, Pau (France).

---

# Réparation d'un mur maçonné avec un TRM innovant

**J.-P. Plassiard<sup>1</sup>, O. Plé<sup>1</sup>, P. Perrotin<sup>1</sup>**

Univ. Grenoble Alpes, Université Savoie Mont Blanc, CNRS, LOCIE 73000, Chambéry, France

[jean-patrick.plassiard@univ-smb.fr](mailto:jean-patrick.plassiard@univ-smb.fr)

---

*RÉSUMÉ. Cette étude exploratoire présente une série d'essais effectués sur un composite à destination du bâtiment, et de la protection vis-à-vis du risque sismique notamment. L'association d'un mortier de réparation et d'une grille en acier inoxydable vise notamment à favoriser le comportement ductile. Des essais de caractérisation permettent de vérifier le bon fonctionnement du composite sur son support et d'optimiser son épaisseur. L'application de cette solution à un mur maçonné, endommagé au préalable, est ensuite présentée. Le mur est sollicité suivant un essai pushover afin de représenter l'effet d'une sollicitation sismique. Le comportement du mur réparé est comparé à celui du mur nu en termes de résistance, de raideur et de ductilité.*

*ABSTRACT. This exploratory study focuses on a series of tests performed on a composite that is devoted to the building structure. A repair mortar and a stainless steel grid are combined in order to emphasize the ductility behaviour. Characterisation tests allow to verify the proper functioning of the composite on its support and to optimize its thickness. The application of this solution to a masonry wall, previously damaged, is then presented. The wall is solicited according to a pushover test that represents the effect of a seismic solicitation. The behavior of the repaired wall is compared to that of non repaired wall in terms of resistance, stiffness and ductility*

*MOTS-CLÉS : un maximum de six mots significatifs : mur maçonné, réparation, composite, grille d'acier inoxydable, ductilité.*

*KEYWORDS: a maximum of six significant words: masonry wall, repair, composite, stainless steel grid, ductility.*

---

## 1. Introduction

Dans un contexte de réhabilitation des bâtiments, la réparation et le renforcement structurels ont un rôle important à jouer. La technique consistant à ajouter localement un composite sur la surface du bâtiment existant est développée depuis plusieurs décennies. La fibre de carbone est encore largement utilisée en génie civil mais présente des contraintes d'ordre sanitaire et une faible résistance au feu, peu compatibles avec le bâtiment [BUI 2015]. Des techniques alternatives ont été développées, associant une matrice inorganique avec des fibres diverses, comme le carbone ou le verre [BAB 17]. Ces techniques présentent généralement un comportement élastique bilinéaire suivi d'une rupture de type fragile. De plus, la fissuration par traction au sein du composite est généralement localisée. La capacité d'une structure à dissiper l'énergie sismique doit dans ce cas être intrinsèque à la structure de base, ce qui n'est pas forcément le cas pour la maçonnerie. Dans ce cas, la capacité de dissipation énergétique au sein même du composite se révèle utile.

En ce sens, un composite de réparation / renforcement a été développé au laboratoire LOCIE [CON 15]. Il s'agit de l'association d'un mortier de réparation commercial et d'une grille constituée de mono filaments ondulés en acier inoxydable. La grille en acier offre une grande ductilité tandis que le mortier a été choisi pour ses vertus de résistance au feu. Il est constitué de liants hydrauliques, de fibres et possède une granulométrie comprise dans l'intervalle [0 ; 1,5mm]. Les données du fournisseur indiquent que la résistance en compression à 28 jours vaut 35 MPa tandis que la résistance à la traction vaut 7,5 MPa. La grille possède une maille de 6mm de côté, formée par des fils de 1mm de diamètre. Les essais de traction préliminaires ont montré que sa raideur initiale vaut 1150 kN/m et sa résistance à la traction vaut 80 kN/m. Les essais de traction réalisés ont permis d'atteindre des déformations de l'ordre de 20 à 30%, assurant la capacité de ductilité nécessaire.

Le paragraphe qui suit présente les essais matériaux ayant permis de définir la géométrie du composite convenant pour contribuer à une reprise d'effort adéquate. Des essais d'arrachement du composite ont été réalisés sur des éprouvettes de deux épaisseurs différentes. Ces résultats sont ensuite exploités pour réparer un mur maçonné constitué de briques monomur, qui a été, préalablement, endommagé. La comparaison des états sain, endommagé et réparé permet de vérifier l'efficacité du composite sur un élément représentatif d'une structure.

## 2. Essais sur composite

La caractérisation du composite a été entreprise sur un essai nommé « essai 2 en 1 » ( Figure 1). La traction exercée sur la partie libre du composite permet de déterminer la résistance à la traction du composite ainsi que sa résistance à l'arrachement de son support. Le support est constitué de deux briques monomur collées avec du mortier de joint mince. Le composite est ensuite réalisé en trois phases : une demi épaisseur de mortier est serrée à la truelle dans un moule PVC placé sur les briques et un support, servant à réaliser la partie libre du composite. La grille d'acier inoxydable est alors marouflée dans la couche de mortier. Une seconde passe de mortier serré permet d'achever le composite. Le composite possède une largeur de 10cm pour une longueur d'accroche de 50cm et une partie libre de 50cm. Durant le test, 25cm de la partie libre sont utilisés pour le dispositif de serrage, si bien que l'étude du phénomène de traction est réalisée sur une longueur de 25cm. Deux épaisseurs de composite ont été testées durant cette phase : 6mm et 10mm. La Figure 1 montre la courbe effort – déplacement obtenue lors d'un essai pour l'épaisseur de 6mm. Elle présente une phase linéaire initiale jusqu'à 4 kN, suivie d'une seconde phase linéaire jusqu'à 6kN environ. Une importante ductilité est observée et l'effort est maintenu même pour des déplacements de 80mm. Le redressement progressif de l'ondulation des fils orientés dans le sens de la sollicitation, allié au confinement donné par la matrice cimentaire confère au composite cette caractéristique. Les cycles de décharge – recharge effectués indiquent également que la raideur reste élevée et que le composite présente une bonne capacité à dissiper de l'énergie. L'évolution de la fissuration du composite en lien avec le chargement est présentée dans la Figure 1 (a, b, c). La fissuration est diffuse avec une répétition régulière de fissures. Au-delà des déplacements de 5mm, les éprouvettes de 10mm d'épaisseur n'ont pas montré d'amélioration notable en termes de résistance ou de rigidité, par rapport à celle de 6mm. Cette dernière épaisseur est donc choisie pour réaliser la réparation à l'échelle du mur maçonné. Dans une perspective de mise en œuvre, cette solution pourra être facilement associée à un enduit de façade.

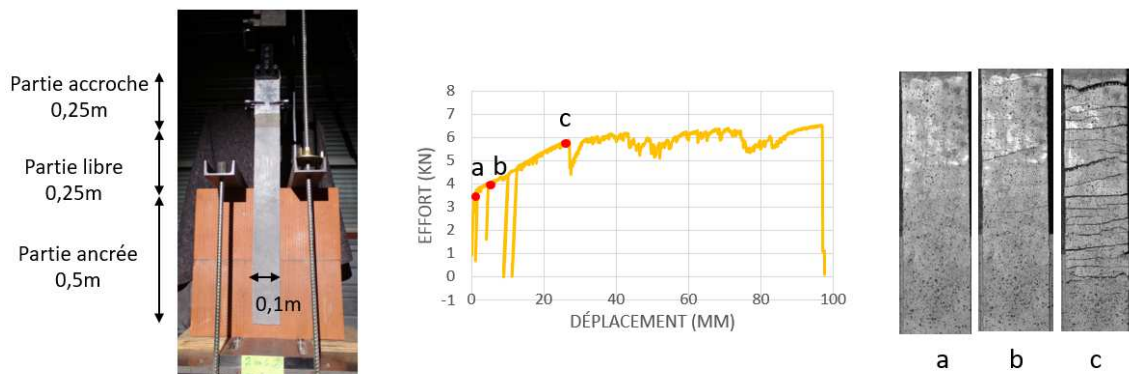


Figure 1. Configuration d'essai 2 en 1, courbe force – déplacement pour une éprouvette de 6mm d'épaisseur et évolution des fissures dans le composite.

### 3. Essais sur mur

Les essais sont réalisés sur un mur maçonné constitué de briques monmur, construit sur une longrine en béton armé (Figure 2). Une seconde longrine est ajoutée en partie supérieure de mur afin de pouvoir appliquer l'ensemble des conditions limite durant l'essai. La hauteur et la longueur du mur sont de 1,5m tandis que son épaisseur mesure 0,2m. Les briques sont manufacturées et mesurent 299mm de hauteur pour 500mm de longueur et 200mm d'épaisseur. Leur résistance moyenne à la compression est égale à 8 MPa dans la direction perpendiculaire à la face de pose. Ce mur est collé au mortier de joint mince. Ces murs ont été construits dans le cadre de travaux portant sur la réhabilitation de maçonnerie ancienne, pour lesquelles les joints verticaux étaient des joints secs. Le bâti de chargement est un portique métallique constitué de profilés HEB400 (Figure 2). L'essai réalisé correspond à un essai pushover, appliqué au rez de chaussée d'un bâtiment de type R+1. La poutre inférieure du mur est placée dans des mors de serrage. Sa stabilité durant l'essai est assurée par des dispositifs d'anti glissement et d'anti basculement. Deux vérins électriques (VE1 et VE2) sont disposés sur la traverse afin d'appliquer un effort de précontrainte verticale, qui sera maintenu constant durant tout l'essai grâce à l'asservissement des vérins en effort. La charge appliquée vaut 200 kN et correspond à la charge transmise par l'étage supérieur sur le mur. Un système de rouleau est placé sur la poutre supérieure afin de libérer les déplacements horizontaux en tête de mur. Le vérin horizontal (VH), placé latéralement, est piloté en déplacement. Il applique un déplacement de 1mm/min afin que la sollicitation horizontale soit quasistatique. Des comparateurs de déplacement sont ajoutés pour vérifier le bon fonctionnement et vérifier que le glissement, le basculement et le mouvement hors plan du mur reste limité. Une caméra haute précision est placée face au mur afin d'acquérir des images régulières de la face avant. Ce dispositif sert à postériori pour étudier l'apparition des fissures grâce à un logiciel de corrélation d'images. Cet essai de réparation comprend plusieurs phases expérimentales : un premier essai pushover dont le but est d'endommager la maçonnerie en appliquant le déplacement horizontal jusqu'à atteindre la résistance du mur. Une seconde phase de réparation, durant laquelle le chargement vertical est maintenu. Cela comprend à la fois la phase de confection de la réparation ainsi que la durée de montée en résistance. L'objectif de cette approche est d'éviter qu'une partie de l'effort vertical appliqué ne transite pas le matériau de réparation. Une dernière phase au cours de laquelle le mur réparé est à nouveau sollicité avec un essai pushover.

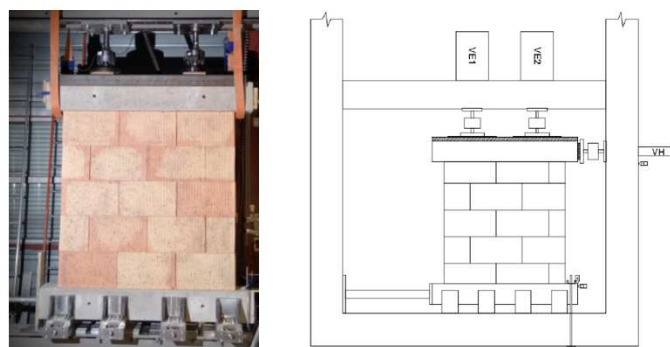
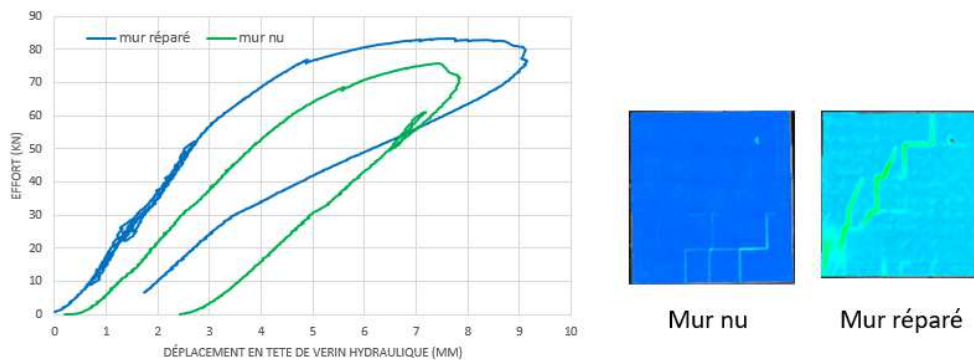
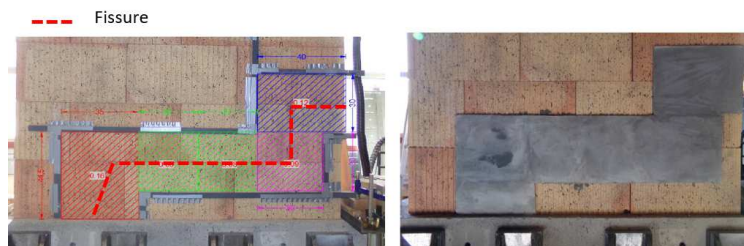


Figure 2. Mur testé et configuration d'essai pushover.

Les courbes force - déplacement du mur nu et du mur réparé sont présentées dans la Figure 3. La réponse du mur nu est linéaire jusqu'à 50 kN et atteint sa résistance maximale pour 76 kN. Les déformations de cisaillement indiquent que la fissuration est située dans le quart inférieur droit laissant supposer que la résistance en flexion et en cisaillement du mur sont toutes deux atteintes durant l'essai. La réparation a été réalisée de manière analogue à la confection des éprouvettes de caractérisation. Les deux faces du mur ont été réparées, pour des raisons de stabilité hors plan. Cette réparation a été réalisée localement, dans une zone située à 15cm de la fissuration (Figure 4). La courbe force - déplacement du mur réparé indique que la charge maximale est égale à 83 kN, soit un gain de 10% en terme de résistance. On observe également une raideur initiale plus importante pour le mur réparé que pour le mur nu. On constate également que la ductilité du mur réparé est plus importante, conférant au mur une meilleure capacité à dissiper l'énergie. Les déformations déduites de la corrélation d'images indiquent que la zone réparée est peu endommagée et que la fissuration a été repoussée en dehors de la zone réparée.



**Figure 3.** Courbes force – déplacement en tête de mur pour le mur nu et le mur réparé, déformations de cisaillement au déplacement maximal pour les deux configurations.



**Figure 4.** Coffrage autour de la fissure et réparation après la période de cure.

#### 4. Conclusion

L'étude d'un composite de réparation à base de matrice cimentaire et d'une grille d'acier inoxydable a été présentée. Les essais 2 en 1 ont permis de vérifier son bon fonctionnement et d'optimiser l'épaisseur du composite. Son application à un mur maçonné pré-endommagé a montré un regain de 10% de résistance du mur ainsi qu'une meilleure rigidité et ductilité. De nouvelles expérimentations sont désormais nécessaires pour établir l'intérêt de cette technique vis-à-vis du risque sismique.

#### 5. Bibliographie

- [BUI 15] BUI T. L., LARBI A. S., REBOUL N., FERRIER E., « Shear behaviour of masonry walls strengthened by external bonded FRP and TRC », *Composite Structures*, vol. 132, p. 923-932..
- [BAB 17] BABATUNDE A., « Review of strengthening techniques for masonry using fiber reinforced polymers », *Composite Structures*, vol. 255, p. 161-246.
- [CON 15] CONTAMINE R., PLASSIARD J.-P., PERROTIN P., « Confrontation de composites textile-mortier (TRC) à renfort carbone ou acier pour le renforcement d'éléments de maçonnerie », *RGCU 2015*, Anglet, France.

# Solution pour améliorer la maintenance des ponts

DAO Duy Lam<sup>1</sup>, NGUYEN Viet Trung<sup>1</sup>, NGUYEN Quang Huy<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Ecole Supérieure de Transport et de Communication, Hanoi, Vietnam, daoduylam@utc.edu.vn

<sup>2</sup> INSA de Rennes, France

---

**RÉSUMÉ.** *BHMS (Système de surveillance des ponts) est un nouvel outil efficace pour surveiller et évaluer les états des structures régulièrement et en permanence qui comprend des outils de diagnostic pour les structures de pont, combiné avec des équipements de surveillance météorologique et de surveillance du trafic pour collecter un grand volume de résultat pour l'état actuel, à analyser des informations significatives pour la maintenance des ponts. Bien que le domaine de BHMS soit toujours difficile dans le monde entier, les systèmes de réalité BHMS ont été installés dans plusieurs ponts à haubans principaux (maintenant disponibles dans plus de 10 ponts) au Vietnam avec des problèmes remarquables. Cet article aide à évaluer la situation actuelle au Vietnam et montre les solutions pour résoudre ces problèmes et améliorer l'efficacité de l'utilisation de BHMS dans les travaux de maintenance pour la durabilité et la longévité de pont.*

**ABSTRACT.** *Abstract: BHMS (Bridge Health Monitoring System) is a new effective tool to monitor and evaluate the structures regularly and continuously which includes diagnostic devices for bridge structures, combined with weather monitoring equipment and traffic monitoring to help collect a big volume of data for the actual state with the ability to analyse into meaningful information for bridge maintenance. Although the field of BHMS is still challenging worldwide, BHMS reality systems have been installed in several major cable-stayed bridges (now available in more than 10 bridges) in Vietnam with remarkable problems. This article helps to assess the current situation in Vietnam and show the solutions to solve these problems and to improve the efficiency of BHMS use in maintenance work for durability and longevity of bridge.*

**Keywords:** *Bridge Health Monitoring System; bridge maintenance in Vietnam; longevity.*

**MOTS-CLÉS:** *Systèmes de surveillance des ponts, maintenance des ponts, durabilité*

**KEY WORDS:** *Bridge Health Monitoring System, bridge maintenance in Vietnam, durability*

---

## 1. Introduction

Un objectif final de BHMS pourrait être un administrateur de pont qui soutiendrait pour augmenter la sécurité, assurer la longévité des ponts et optimiser les activités de gestion et de maintenance. Cependant, comment appliquer efficacement BHMS est également une chose importante, nous pouvons recevoir beaucoup d'informations de BHMS, mais pour l'analyse des données et ensuite pour l'estimation du comportement, l'identification du point d'inspection et la ré-conception de la structure ne sont pas simples.

BHMS au Vietnam a récemment été intéressé, presque dans les projets de pont haubanés à longue portée, les BHMS ont été conçus et installés au Vietnam par de nombreux consultants différents avec des équipements étrangers d'entreprises étrangères, la qualité et le prix sont également différents. En effet, les objectifs et le niveau de surveillance (maximum ou minimum) ne sont pas clairs donc certains BHMS installés avec de nombreux capteurs (éventuellement au maximum) mais l'effet n'a pas été aussi bon que prévu (DRVN 2015, Dao 2015).

Cet article évaluera la situation actuelle au Vietnam et montrera les solutions pour résoudre ces problèmes et améliorer l'efficacité de l'utilisation de BHMS dans les travaux de maintenance pour la durabilité et la longévité du pont.

## 2. Situation actuelle du BHMS au Vietnam

Il y a plus de 10 projets des ponts haubanés au Vietnam qui ont été installés BHMS (DRVN 2015, Dao 2016, BHMS VN) tel que le pont Bai Chay (système en cours de construction par Shimizu mais non opérationnel, nouveau système désigné par TEDI et installé par ADVITAM); Pont Rach Mieu (BHMS par VSL et TEDI installés pour la période de construction); Can Tho Bridge (BHMS dessiné par Chodai et installé par NTT Data); Binh Bridge, Haiphong (IHI, Chodai avec VSL et sous-traitant VITEC Engineering pour la conception et l'installation); Pont Rao II, Haiphong (MTH et Savcor pour l'installation), ....



Par exemple, les systèmes BHMS du pont Can Tho (travées haubanées principales sont 150 + 550 + 150 m avec une chaussée à 6 voies de 23 mètres de largeur, travée principale avec poutre hybride, ouverte en avril 2010, installée avec BHMS depuis 2012) (DRVN 2015) sont illustrés à la figure 1, avec 52 capteurs et 10 GPS.

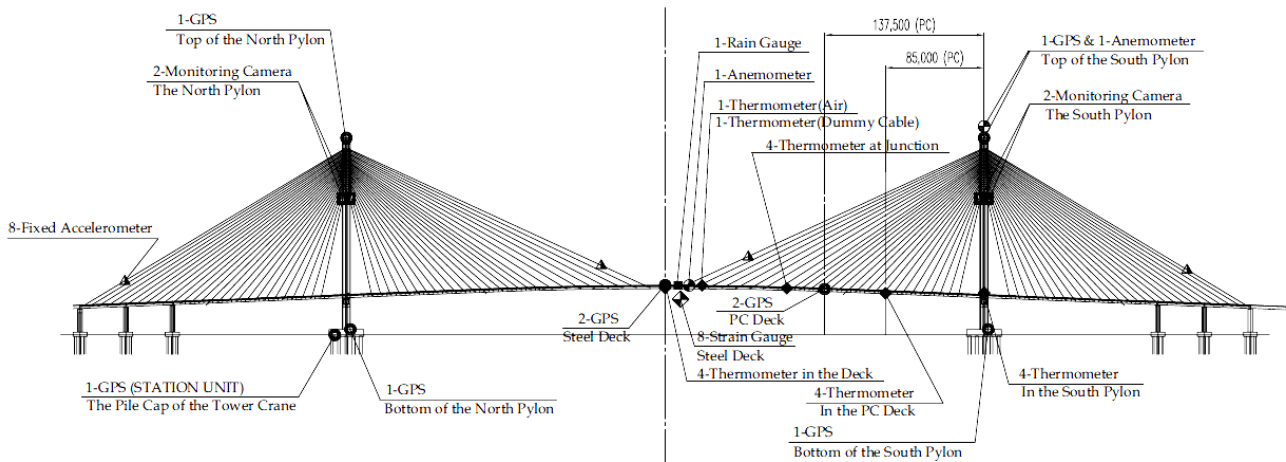


Figure 1. BHMS du pont de Can Tho

BHMS du pont Bai Chay (travées haubanées principales: 129,5 + 435 + 129,5 m avec chaussée à 6 voies de 25 mètres de largeur, plus longue travée haubanée de pont à haubans avec poutre PC ouverte en décembre 2006, nouveau BHMS a été installé à partir de 2013) a 51 capteurs dans un seul côté du pont, y compris le sismomètre et la station WIM (tableau 1).

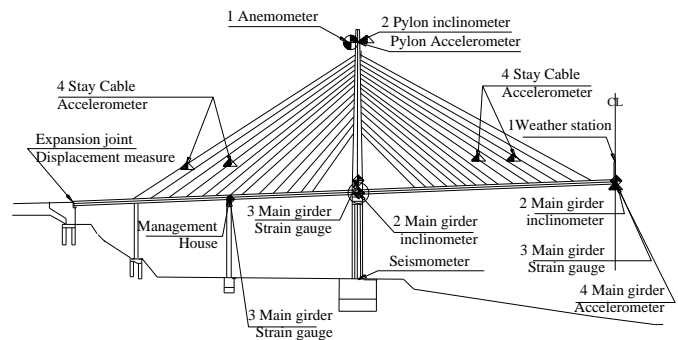


Figure 2. BHMS du pont de Bai Chay

Table 1. Comparaison de certains BHMS au Vietnam (principaux éléments, BHMS VN, VSL 2013)

Élément de mesure	Pont Binh	Pont Bai Chay	Pont Can Tho	Situation (2017)
<b>A. Station météorologique, sismomètre, GPS</b>				
1) Station météo, anémomètre	2 dispositifs	2 dispositifs	3 dispositifs	normalement
2) Sismomètre	-	1 dispositif	-	normalement
3) GPS	-	-	10 dispositifs	normalement
<b>B. Surveillance du trafic</b>				
1) Caméra pour trafic	2 dispositifs	4 dispositifs	4 dispositifs	normalement
2) Station WIM	-	1 dispositif	-	normalement
<b>C. Surveillance structurelle</b>				
1) Pylône inclinomètre	-	1 dispositif	Use GPS	normalement
2) Poutre rotation mètre	-	2 dispositifs	Use GPS	normalement
3) Jauge de contrainte de Pylône	-	8 dispositifs	-	normalement
4) Jauge de contrainte de Poutre	2 dispositifs	12 dispositifs	8 dispositifs	normalement
5) Capteurs dynamiques pour poutres principales et pylônes	2 dispositifs	4 dispositifs	-	normalement

Élément de mesure	Pont Binh	Pont Bai Chay	Pont Can Tho	Situation (2017)
6) Capteurs dynamiques pour câble	2 dispositifs	4 dispositifs	8 dispositifs	normalement
7) Cellule de charge pour câble	-	6 dispositifs	-	normalement
8) Équipement dynamique mobile	-	-	3 dispositifs	normalement
<b>D. Station de BHMS</b>	1	1	1	normalement

Il y a 05 niveaux d'information de surveillance (DRVN 2015, Hoang 2015, Webb 2014) auxquels un BHMS peut participer : Niveau 1 pour la détection d'anomalies ; Niveau 2 pour les études de déploiement de capteurs ; Niveau 3 pour la validation du modèle ; Niveau 4 pour la vérification du seuil ; Niveau 5 pour la détection des dommages (mais très difficile et toujours une question, Wenzel 2015).

### 3. Solutions pour améliorer l'efficacité du BHMS dans la maintenance

Afin d'être compatible avec les conditions, les règles de gestion, le but de l'utilisation de BHMS au Vietnam, la classification du BHMS devrait être la suivante :

#### **Grade A: BHMS pour contrôler l'état limite**

Cela correspond à un niveau d'information de 3 ou 4. Le Grade A est également capable d'atteindre le niveau 5 sous certaines conditions. Le grade A s'applique aux ponts spéciaux et importants (selon la classification des travaux publics au Vietnam) ou en cas d'exigences particulières. Le nombre minimal de capteurs de BHMS requis peut être basé sur les éléments de la vérification en fonction des états limites.

La solution pour améliorer le BHMS au Vietnam au grade A est présentée dans le Tableau 2.

#### **Grade B: BHMS pour les avertissements anormaux**

Ce type correspond au niveau d'information 1 ou 2. Le grade B ne doit être utilisé que dans le cas d'un pont de second niveau ou dans le cas où seules certaines valeurs de surveillance du comportement structural sont requises. La classe B ne nécessite qu'une installation minimale du capteur, dans les positions les plus défavorables de la structure (force interne maximale, contrainte, déplacement, etc.) pour émettre rapidement des avertissements des valeurs autorisées. Dans certains cas, le grade B peut également être appliqué au pont spécial et important en raison des difficultés économiques ou des conditions réelles du projet d'investissement divergent, mais il est nécessaire d'assurer la capacité de valorisation au niveau A à l'avenir.

De plus, les services de maintenance et de réparation (certains BHMS) sont assez difficiles avec un fournisseur étranger, alors que les unités de gestion des ponts manquent de capacité et d'expérience pour les tâches de maintenance, notamment l'analyse et l'interprétation des résultats.

Les résultats collectés à partir de BHMS doivent être correctement traités en fonction de leurs caractéristiques à partir des statistiques brutes avec des rapports quotidiens, hebdomadaires, mensuels et annuels. Les résultats doivent être collectés en temps réel et par événement. Les résultats doivent être transférés à un centre de gestion du traitement (pour le contrôle du seuil avec le grade A et les avertissements anormaux avec le grade B). La valeur d'avertissement peut être déterminée en fonction du calcul, du test de chargement et des résultats en temps réel. Le modèle de calcul doit être mis à jour pour vérifier le seuil et pour soutenir et améliorer le travail de maintenance.

Des scénarios de problèmes d'incidents potentiels doivent être élaborés afin d'optimiser la maintenance et de minimiser les dommages. L'opération doit être assurée : définir les valeurs initiales; définir les valeurs critiques; bonne opération quotidienne; dépannage. L'organisation et les lignes directrices sont très importantes, des contrôles de maintenance réguliers pour BHMS sont nécessaires.

Enfin, le manuel de BHMS devrait être compilé complètement pour chaque pont selon certaines références (DRVN 2015, ISIS 2001, SAMCO 2006, Wenzel 2009).

**Tableau 2. BHMS au Vietnam au niveau d'information et la solution**

BHMS	Étape utilisée	Niveau actuel	Solution pour promouvoir au Grade A
Pont Bai Chay	Service	Niveau 1	Devrait mettre à niveau le logiciel et le modèle, BHMS d'un côté est une difficulté.
Pont Can Tho	Service	Niveau 2	Devrait mettre à niveau le logiciel et le modèle avec des résultats de surveillance.
Pont Binh	Service	Niveau 1	Devrait mettre à niveau pour la 2ème étape
Pont Rao II	Construction et Service	Niveau 1	Le système ne fonctionne pas normalement maintenant, devrait être réparé bientôt.
Pont Nhat Tan	Construction et Service	Niveau 2	Devrait mettre à niveau le logiciel et le modèle avec des résultats de surveillance.

#### 4. Conclusions

Le BHMS est essentiel pour les ponts de grande portée tels que les ponts à haubans qui peuvent aider à connaître le comportement en temps réel du pont sous charge de trafic, vent, tremblement de terre, ... et doivent être appliqués efficacement pour l'entretien des ponts au Vietnam.

La conception et la sélection de BHMS doivent être décidées en vue d'un objectif de maintenance clair, d'un niveau de surveillance (niveau A ou B), de la durabilité et de la fiabilité du système.

Les spécifications ou directives pour la conception de BHMS, l'analyse de résultats, la maintenance ... sont très nécessaires au Vietnam pour une application plus efficace de BHMS.

La coopération étroite avec les experts des universités devrait être faite pour le traitement et l'analyse des résultats de BHMS, la validation du modèle, la vérification du seuil dans la maintenance du pont (objectif principal de BHMS).

#### 5. Bibliographie

- [BHMS VN] Les ponts Bai Chay, Can Tho, Rach Mieu, Rao II, Binh, Nhat Tan. *Dossiers de BHMS*.
- [DAO 2015] Dao Duy Lam, Nguyen Viet Trung (2015), *Recherche sur la conception et la sélection de BHMS pour les ponts à haubans au Vietnam*, Journal scientifique de Transport et de Communication, No 11/2015 (en Vietnamien).
- [DAO 2016] Dao Duy Lam, Nguyen Viet Trung, Hoang Nam (2016), *BHMS for cable-stayed bridges in Vietnam: Current status and Future researches*, EASEC 14: East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction.
- [DRVN 2015] DRVN - Direction de la route du Vietnam (2015). *Projet de recherche de MOT No DT154001*.
- [Hoang 2015] Hoang Nam (2015). "Résultats et informations sur la surveillance structurelle de la santé des ponts à longue portée au Vietnam", Journal de l'ingénierie structurelle et de la technologie de la construction (en Vietnamien).
- [ISIS 2001] ISIS CANADA (2001). Guidelines for Structural Health Monitoring.
- [Nguyen 2011] Nguyen Viet Trung (2011). Conception de BHMS, Maison d'édition de Construction (en Vietnamien).
- [SAMCO 2006] SAMCO (2006). Guideline for Structural Health Monitoring.
- [VSL 2013] VSL and VITEC Engineering (2013). Binh bridge: Document of BHMS and Guideline.
- [Webb 2014] Webb G.T. et al. (2014). Categories of SHM Deployments: Technologies and Capabilities, J. Bridge Eng.
- [Wenzel 2009] Helmut Wenzel (2009). Health Monitoring of Bridge, Wiley.
- [Wenzel 2015] Wenzel, Helmut & Tanaka, Hiroshi & Holtrigl-Binder, Michaela & Allmer, Helga. (2015). Can we substitute the intuition of an experienced bridge inspector by monitoring? Smart Structures and Systems. 15. 577-592.

# Solutions constructives hybrides structurales pour des applications planchers et façades de bâtiments neufs

**Magdalini TITIRLA, Laurent MICHEL, Emmanuel FERRIER**

Université de LYON, Université Claude Bernard Lyon1– Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction LMC<sup>2</sup>

Site Villeurbanne DOUA – 82, boulevard Niels Bohr – 69622 VILLEURBANNE Cedex

[magdalini.titirla@univ-lyon1.fr](mailto:magdalini.titirla@univ-lyon1.fr); [laurent.michel@univ-lyon1.fr](mailto:laurent.michel@univ-lyon1.fr); [emmanuel.ferrier@univ-lyon1.fr](mailto:emmanuel.ferrier@univ-lyon1.fr)

---

**RÉSUMÉ.** Cet article présente une étude expérimentale de connexions innovantes entre des planchers hybrides et des colonnes en bois. Chaque panneau est composé de poutres en bois lamellé collé et/ou de béton constituant les planchers et de poutres en bois constituant l'ossature porteuse des éléments de façade. Cinq spécimens, impliquant cinq types de différentes connexions, soumis à une flexion monotone croissante, sont examinés. Le premier type de connexion incorpore une colonne de type goujon qui se joint à la poutre à travers de longs boulons, tandis que le second consiste à mettre en place une platine métallique incorporée dans les poutres en bois fendues des planchers et des colonnes, l'ensemble étant relié par l'intermédiaire de boulons transversaux. Les trois autres types de connexion sont éloignés des connexions boulonnées habituelles, car le troisième type de connexion incorpore une barre d'armature métallique dans un « nœud » réalisé en BFUP, tandis que le quatrième consiste à disposer des barres FRP en carbone dans la partie bois et béton des poutres par collage, et le cinquième consiste à disposer des barres FRP en verre dans la partie bois et béton des poutres par collage. Les séquences expérimentales sont menées dans les locaux de Laboratoire de Matériaux Composites et Structures Composites de l'Université Claude Bernard Lyon 1.

**ABSTRACT.** This paper presents an experimental study of innovative moment connections between Hybrid panels and timber columns. Each panel consists of Glulam timber and/or Concrete members with timber and concrete beams and concrete cladding. Five specimens, involving four different connection types, subjected to monotonically increasing bending action, are examined. The first connection type incorporates a dowel-type column that jointed to the beam through long bolts, while the second one is a steel plate slotted into the timber beam and timber columns connected to them by means of transverse bolts. The other three connection types are far from the bolted connections, as the third connection type incorporates a steel rebar connection in UHPFRC concrete, the fourth one is by Carbon FRP rebar in glulam both in the timber and concrete part of the beams, while the fifth one is by Glass FRP rebar in glulam both in the timber and concrete part of the beams. The experimental sequences are conducted at the premises of Laboratory for Composite Materials and Composite Structures of the University Claude Bernard Lyon 1.

**MOTS-CLÉS :** Modèles à composants, CFRP, GFRP, joints, ossature bois, système hybride.

**KEY WORDS :** Component models, CFRP, GFRP, joints, timber reinforcement, Hybrid system.

---

## Introduction

Dans une démarche de construction plus protectrice de l'environnement, l'utilisation d'éléments en bois dans la construction est une alternative de plus en plus prisée par les architectes ou donneurs d'ordres. La construction bois est un secteur bien connu de la construction et est régit par l'Eurocode 5. Toutefois un des problèmes majeurs du matériau bois réside en sa faible valeur de module élastique qui ne peut être contré que par la mise en place de sections transversales importantes limitant considérablement les portées des éléments. Pour les éléments de planchers, une alternative consiste à mettre en place une dalle de compression en béton connectée par des organes mécaniques, généralement en acier ayant pour rôle d'augmenter la raideur des planchers. Cette technique est généralement réalisée sur site et ne permet pas de tirer au maximum les capacités du concept. En effet, le béton est coulé sur les éléments en bois généralement non étayés, le poids propre du béton frais faisant alors office de poids mort engendrant des flèches. Une des solutions, développée par le laboratoire LMC<sup>2</sup> consiste à réaliser des planchers hybrides bois-béton en usine en s'assurant de ne pas générer de déformations pendant les phases de coulage (projet FUI HYBRIDAL). La suite de la démarche de développement s'oriente donc par conséquent vers des techniques de liaison innovantes permettant de mettre en place les différents éléments préfabriqués sur site. La suite de l'article permet donc de mettre en évidence le comportement de 4 typologies d'assemblage entre des planchers hybrides et des façades bois.

## 2. Liaison façade - plancher

Ce paragraphe présente plus en détail les connexions innovantes entre les panneaux hybrides et les colonnes en bois. Chaque panneau est composé de poutres en bois lamellé collé et/ou de béton constituant les planchers et de poutres en bois constituant l'ossature porteuse des éléments de façade. Les dimensions des panneaux hybrides sont définies dans le projet afin de garantir des conditions de mises en œuvre et de transport adaptées. Pour ces raisons, la largeur des panneaux est fixée à 1,20m. Dans cette largeur, cinq poutres lamellé-collé sont mises en place et connectées par une dalle de compression en béton. Pour des raisons d'essai, les spécimens de jonction ont d'une part été réduits à deux poutres et testés suivant une rotation de 90°. Dans ce cas de figure, l'effort engendrant la rotation et/ou le moment est appliqué horizontalement (Figure 1), ceci afin d'éviter les effets P- $\delta$  des déplacements de la colonne et de se concentrer uniquement sur les connexions.

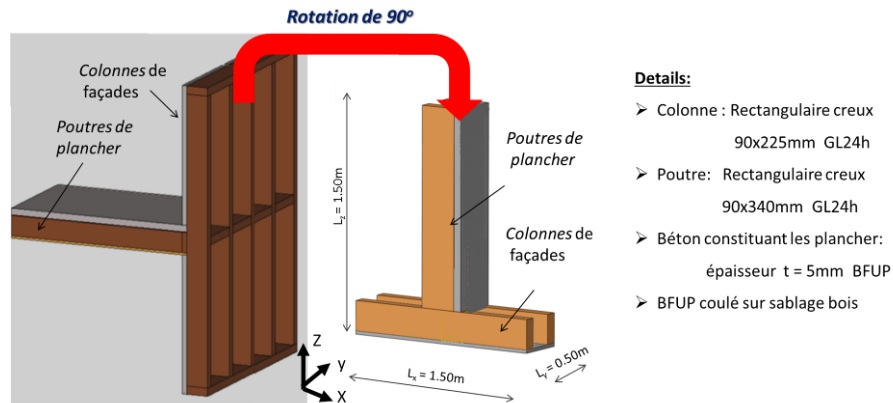


Figure 1. Rotation

### 1.1. Description des corps d'épreuve

Cinq types de différentes connexions de liaison façade-planier sont examinés. Le premier type de connexion incorpore une colonne de type goujon qui se joint à la poutre à travers de longs boulons (fig 2a), tandis que le second consiste à mettre en place une platine métallique incorporée dans les poutres en bois fendues des planchers et des colonnes, l'ensemble étant relié par l'intermédiaire de boulons transversaux (fig 2b). Les trois autres types de connexion sont éloignés des connexions boulonnées habituelles, car le troisième type de connexion incorpore une barre d'armature métallique dans un «nœud» réalisé en BFUP (fig 2c), tandis que le quatrième consiste à disposer des barres FRP en carbone dans la partie bois et béton des poutres par collage (fig 2d). Le cinquième consiste à disposer des barres FRP en verre dans la partie bois et béton des poutres par collage avec les mêmes positions avec le quatrième solution (fig 2e).

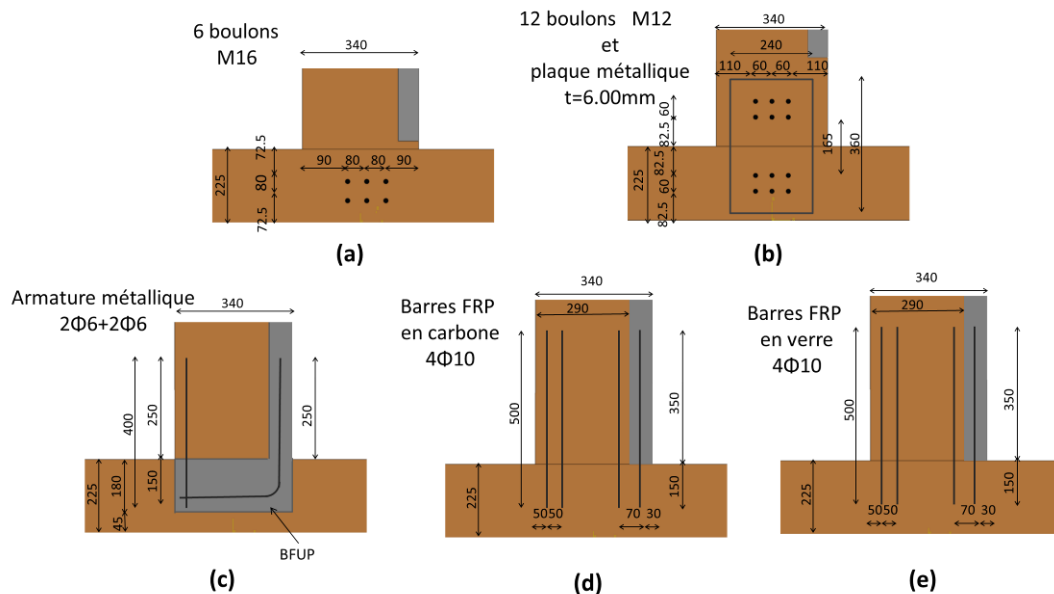


Figure 2. Connexion : a) avec boulons, b) avec boulons et platine métallique, c) d'une poutre armée béton, d) avec FRP en carbone dans la partie bois et béton, e) avec FRP en verre dans la partie bois et béton.

Les géométries des cinq connexions sont décrites en détail sur la figure 2. Toutes les connexions ont été conçues sur la base de l'Eurocode 5 [CEN 95].

## 1.2. Instrumentation et mode de chargement

La figure 3 montre tous les détails de la méthode expérimentale pour les cinq connexions. Un total de onze LVDT et un laser ont été placés dans chaque connexion. Six LVDT (n°4, 5, 6, 7, 10 et 11) et le laser mesurent le déplacement horizontal à trois hauteurs différentes, tandis que quatre LVDT (n°1, 2, 8 et 9) mesurent les différents mouvements verticaux. Toutes les connexions sont soumises à une flexion monotone croissante.

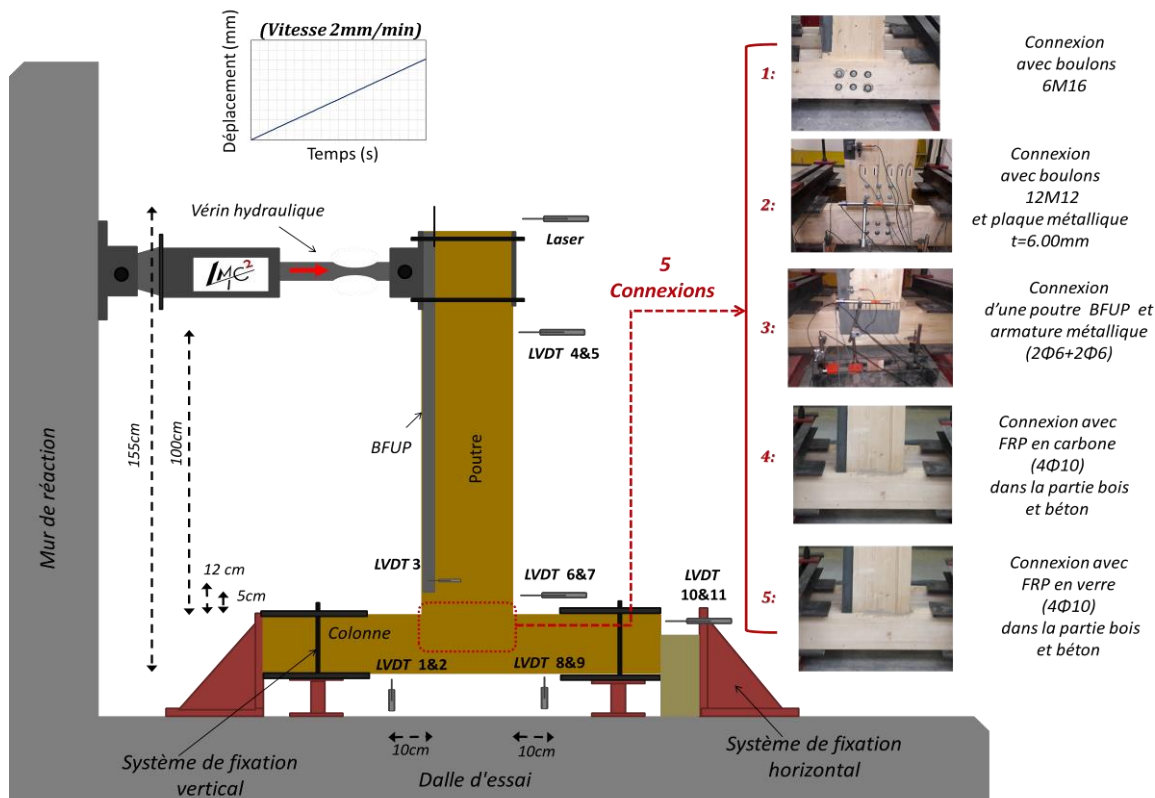


Figure 3. Détail du dispositif expérimental.

## 3. Les séquences expérimentales

Ce paragraphe présente les résultats les plus importants de cette recherche. La figure 4 illustre le diagramme force-déplacement en tête de la poutre (déplacement du laser) pour les cinq connexions. Sur la même figure, le type de rupture de chaque connexion est présenté. Nous pouvons remarquer deux types de réponse différents. Les connexions d et e montrent une première phase linéaire ayant une très forte rigidité, 2,8 kN/mm et 1,7 kN/mm respectivement couplée à une charge de rupture élevée 20,2 kN et 23,8 kN. Après rupture, la charge chute de manière brutale. La rupture est de type fragile. Les solutions a et c montrent des rigidités comparables mais ne permettent pas d'atteindre de fortes charges à rupture sans engendrer de grands déplacements globaux. Dans le cas de la solution avec boulons (solution a), la limite de comportement élastique est proche de 2,3 kN et une seconde phase de comportement avec une raideur de 0,1 kN/mm permettant d'atteindre une charge maximale de 16,2 kN. Dans le cas de la solution c, la charge limite de comportement élastique est proche de 8 kN et une charge de rupture proche de 11 kN. La solution b montre un comportement similaire à la configuration a mais avec un glissement en début d'essai dans la jonction entre les éléments bois et la platine métallique.

Les faciès de rupture sont également différents en fonction des configurations. Les configurations comprenant des armatures composites collées présentent un comportement fragile. Les configurations avec jonc carbone (solution d) et jonc verre (solution e) ont montré une rupture par déchaussement de la barre engravée dans la poutre transversale à l'armature (fig 5d et 5e). Les solutions avec les boulons transversaux (solution a et b) montrent des ruptures mixtes avec une ovalisation du bois au niveau des trous extérieurs et une plastification des boulons M16 (fig 5a et 5b). De plus, lors de la solution avec plaque métallique (solution b), la charge appliquée provoque une compression transversale très importante de la poutre bois (fig 5b). Enfin la solution c avec un nœud BFUP montre une rupture par décollement du nœud BFUP dans la zone tendue et une surcompression du BFUP dans la zone opposée (fig 5c).



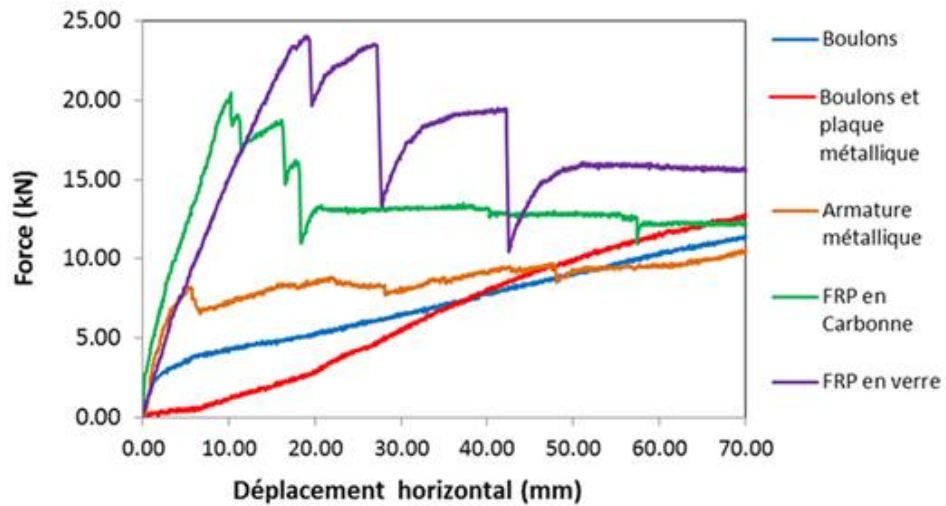


Figure 4. Diagramme force-déplacement pour les 5 configurations testées



Figure 5. types de rupture de chaque connexion.

#### 4. Conclusion

Cet article présente une étude expérimentale de cinq connexions innovantes entre des planchers hybrides et des colonnes en bois. Le premier type de connexion incorpore une colonne de type goujon qui se joint à la poutre à travers de longs boulons, tandis que le second consiste à mettre en place une platine métallique incorporée dans les poutres en bois fendues des planchers et des colonnes, l'ensemble étant relié par l'intermédiaire de boulons transversaux. Le troisième type de connexion incorpore une barre d'armature métallique dans un « nœud » réalisé en BFUP, tandis que le quatrième et cinquième consiste à disposer des barres FRP en carbone ou verre dans la partie bois et béton des poutres par collage. Les essais montrent que les solutions avec barres composites collées permettent d'obtenir des charges importantes et une raideur importante. Dans le cas des boulons transversaux, la charge à rupture est atteinte après un fort déplacement. Ces solutions ne permettent pas de garantir une reprise des moments dans les jonctions sans impliquer de fortes rotations.

#### 5. Remerciements

Les auteurs remercient le projet FUI « HYBRIDAL » pour le financement de l'étude. Les auteurs remercient également l'équipe de techniciens (E. Janin et N. Cottet) pour leur support technique.

#### 6. Bibliographie

[CEN 95] CEN.EN 1995-1-1., Eurocode 5: design of timber structures, Part 1-1: general common rules and rules for buildings, 2004.





# Thermique et physique du bâtiment

---

# Développement d'une méthodologie de diagnostic énergétique dérivée de l'outil réglementaire

Martin AMIEL<sup>1</sup>, Gérard SAUCE<sup>1</sup>, Catherine BUHE<sup>1</sup>, Hervé BOILEAU<sup>1</sup>

[m.amiel@groupepelletier.fr](mailto:m.amiel@groupepelletier.fr), [gerard.sauce@univ-savoie.fr](mailto:gerard.sauce@univ-savoie.fr), [catherine.buhe@univ-smb.fr](mailto:catherine.buhe@univ-smb.fr), [herve.boileau@univ-savoie.fr](mailto:herve.boileau@univ-savoie.fr)

<sup>1</sup> LOCIE – Université Savoie Mont Blanc – Groupe Pelletier

---

*RÉSUMÉ. Les auteurs s'intéressent au diagnostic de bâtiments existants afin d'identifier la meilleure solution de réhabilitation pour au final mettre en place un Contrat de Performance Énergétique, cela dans le contexte spécifique des bâtiments d'habitation saisonniers en montagne. Ils mettent en évidence les insuffisances des outils actuels, essentiellement tournés vers le respect des obligations réglementaires, à savoir une estimation des consommations d'énergie et des émissions de gaz à effet de serre permettant l'information et la sensibilisation de l'acquéreur. Partant de l'outil 3CL-DPE, cette communication présente une analyse critique de cette approche sur les points suivants : les consommations d'énergies liées au chauffage et l'eau chaude sanitaire (ECS). Elle développe les améliorations proposées : une discrétisation mensuelle des calculs, une meilleure prise en compte de l'environnement extérieur, des modes de calcul du chauffage, de l'ECS et la création de modules de calcul permettant de prendre en compte les consommations liées à l'usage spécifique de l'électricité et des auxiliaires. Le tout permettant d'atteindre les objectifs d'établir un diagnostic réel du comportement du bâtiment.*

*ABSTRACT. The authors are interested in the diagnosis of existing buildings in order to identify the best rehabilitation solution and finally enforce an Energy Performance Contract, in the specific context of seasonal mountain residential buildings. They point out the weakness of current tools mainly intended for regulatory obligations: energy consumption and greenhouse gas emission estimation which permit to sensitized and informed the acquirer. Starting from the 3CL-DPE methodology, this document presents a critical analysis of this approach on the following subjects: energy consumption related to heating and domestic hot water. It develops the following improvements: a monthly calculation discretization, the improvement of external environment integration, news methods for the calculation of energy consumption related to heating, domestic hot water and specific use of electricity. All in order to realize a diagnosis representing the real building's behaviour.*

*MOTS-CLÉS : Bâtiment, Énergie, Diagnostic, Incertitude, Sensibilité, Contrat de Performance Énergétique.*

*KEY WORDS: Building, Energy, Diagnosis, Uncertainty, Sensitivity, Energy Performance Contract.*

---

## Introduction

La phase de diagnostic de l'existant est un passage obligé et primordial dans le processus de rénovation. Son objectif est d'identifier le plus précisément possible la nature et les causes d'une situation à des fins d'amélioration. Ce besoin de précision prend tout son sens lorsque le bâtiment sujet du diagnostic est situé dans un environnement « atypique », forcément mal pris en compte par des méthodologies générales, classiques. Dans le cas des destinations de montagnes, les spécificités viennent d'un environnement extérieur beaucoup plus rigoureux qu'ailleurs, d'une saisonnalité marquée avec une occupation très variée et variable dans la durée. L'ensemble de ces points font que l'habitat touristique de montagne nécessite une méthodologie particulière.

Actuellement, en France, les diagnostics de performance énergétique sont réalisés à partir de la méthodologie réglementaire 3CL-DPE. Les résultats obtenus ne représentent pas la performance réelle du bâtiment mais une consommation liée à un usage standardisé permettant de comparer différents bâtiments entre eux. Il paraît évident que cette standardisation des usages dans le bâtiment ne peut pas être transposée aux spécificités des destinations de montagne. L'objectif ici n'est pas de comparer les bâtiments entre eux mais bien de connaître le plus précisément possible l'état actuel en vue de l'améliorer. Il n'existe à ce jour aucune méthode de diagnostic énergétique spécifique aux destinations de montagne. Outre la spécificité du contexte, les outils de diagnostic ne sont pas assez riches en informations proches de la réalité du comportement effectif du bâtiment pour l'orienter efficacement. De plus dans un contexte de CPE (Contrat de Performance Énergétique), ce n'est pas la réglementation qui est au cœur du problème, mais bien le fonctionnement réel. Il existe cependant énormément d'outil de diagnostic [RAG 14], [BRO 14], [HEO 11]. Malheureusement ces différents outils, adaptés de méthodologies réglementaires (Diagnostic 3CL-DPE et/ou Réglementation Thermique sur l'existant), sont fermées et leur utilisation en l'état ne permet pas de répondre au besoin de précision demandé par le sujet d'étude. La méthodologie réglementaire 3CL-DPE [MIN 12], accessible librement, constitue une base de travail avec une

méthodologie robuste et des bases de données scientifiques solides et éprouvées. A partir du corps de calcul disponible il est possible d'adapter/modifier la méthodologie aux besoins de ces travaux.

Dans la suite du document, une première partie sera consacrée à la présentation de la méthodologie existante et de ses limites. Une seconde partie permettra de présenter les modifications apportées pour répondre aux manques mis en évidence auparavant. L'article sera clôturé par une conclusion et ouverture sur ces travaux.

## 1. Présentation de l'outil 3CL-DPE et de ses limites

L'outil réglementaire initial permet de donner une consommation standardisée sur les seuls usages de chauffage, refroidissement et d'ECS. Les consommations liées à la ventilation, les auxiliaires, l'éclairage et l'usage spécifique de l'électricité ne sont pas pris en compte. Il est présenté ci-dessous la méthodologie utilisée pour ces postes ainsi que leurs limites dans le cadre d'une adaptation aux problématiques de ces travaux.

### 1.1. Chauffage

**Principe :** Le calcul des consommations de chauffage est basé sur un bilan thermique du bâtiment. Les différentes déperditions sont estimées à partir de la composition des parois (surfaciques), des ponts thermiques (linéiques) et du système de ventilation (aérodynamiques). La méthodologie intègre une base de données permettant de caractériser ces paramètres. De ce premier besoin de chauffage sont déduits les apports gratuits (solaires et internes). Ces paramètres sont déterminés de manière annuelle et forfaitaire en fonction de la localisation du bâtiment (département). Ce besoin, combiné à une rigueur climatique (valeur forfaitaire en degrés heure suivant la localisation), permet de finaliser le besoin de chauffage. Pour obtenir la consommation finale une base de données permet de renseigner le rendement de l'installation de chauffage en fonction de ses caractéristiques.

**Analyse :** Cette méthode comporte beaucoup trop de valeurs forfaitaires et ne permet pas de prendre en compte l'environnement extérieur ainsi que les usages réels dans le bâtiment. Le pas de temps annuel pour les différentes valeurs forfaitaires et le résultat ne permet pas d'atteindre le degré de précision souhaité. Certaines méthodologies de caractérisation de l'enveloppe et des équipements sont pertinentes mais l'utilisateur, au travers de son savoir expert, doit pouvoir avoir la main sur les valeurs proposées et les modifier si elles ne lui semblent pas pertinentes.

### 1.2. Eau chaude sanitaire (ECS)

**Principe :** Les consommations d'énergies liées à la production d'ECS sont calculées en deux temps. Dans un premier temps un besoin est estimé en fonction de la surface habitable du logement et de la température d'eau froide, ensuite une consommation est déterminée en estimant le rendement de l'installation.

**Analyse :** Cette méthode sous-entend un besoin identique quelle que soit la saison. Pour les destinations de montagne, l'occupation est non régulière et les besoins ne sont pas constants sur la période de chauffe. Le rapprochement entre surface et consommation d'eau n'est pas adapté aux bâtiments touristiques de montagne.

### 1.3. Refroidissement

Les besoins de refroidissement ne seront pas présentés dans ce document car les bâtiments de montagne ne présentent pas d'installation de refroidissement et sont principalement confrontés à des problèmes de chauffage.

## 2. Présentation de l'outil modifié

### 2.1. Les attendus de l'outils

En l'état l'outil de diagnostic réglementaire n'apporte pas de valeur scientifique et technique suffisantes pour répondre aux spécificités des destinations de montagnes. Nous avons besoins d'améliorer la précision des résultats en ayant des consommations mensuelles et plus représentative de la réalité. Pour cela, la prise en compte de la saisonnalité et des usages est indispensable. De plus l'outil doit permettre la simulation de nouvelles actions de rénovation et d'en estimer les gains. Dans ce contexte, les incertitudes liées à la rénovation (état de performance de l'enveloppe et des équipements) doivent être pris en compte.

### 2.2. Chauffage

Une des principales modifications apportées est la prise en compte de l'environnement extérieur réel notamment au travers de la température extérieure (station météo ou instrumentation sur site) et de l'ensoleillement reçu (plateforme PVGIS<sup>1</sup>). Le calcul des déperditions aérodynamiques mal prises en compte dans la méthodologie initiale a été modifié et adapté de la méthodologie PHPP.

---

<sup>1</sup> PVGIS : <http://re.jrc.ec.europa.eu/pvgis/>

Il a aussi été permis à l'utilisateur, au travers de son savoir expert, de modifier certaines valeurs proposées par la méthodologie initiale. Cela permet une meilleure prise en compte des effets de vieillissement que ce soit sur les équipements ou les éléments d'enveloppe.

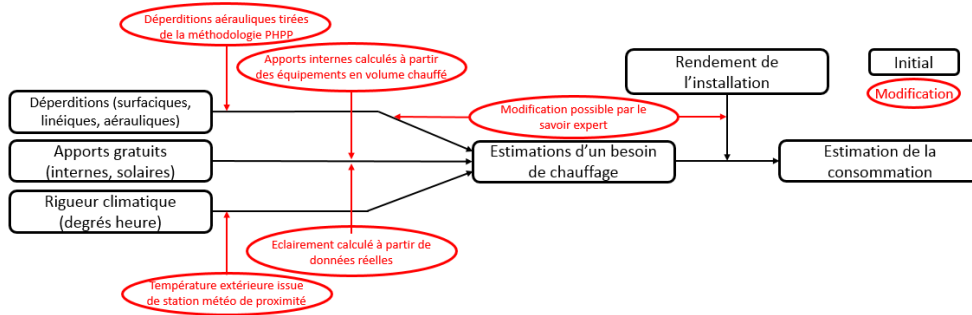


Figure 1. Schéma descriptif de la méthode de calcul des consommations de chauffage modifiée.

### 2.3. Eau chaude sanitaire (ECS)

Afin d'apporter plus de précision au calcul de l'énergie nécessaire à la production d'eau chaude sanitaire, une partie de la méthode initiale a été revue. La nouvelle méthode se base sur une estimation du besoin d'ECS par personne ainsi que du nombre de personne présente. A partir de ce besoin, un appoint réalisé à partir d'Énergie Renouvelable (ENR) peut être prise en compte (Exemple : panneau solaire thermique). Ensuite, tout comme pour le besoin de chauffage, le rendement de l'installation proposé par la méthode initiale peut être modifié par le savoir expert. L'utilisation d'une méthodologie basée sur un besoin d'ECS par personne au lieu d'un ratio de surface permet de mieux prendre en compte le taux d'occupation variable au cours de la saison de chauffe.

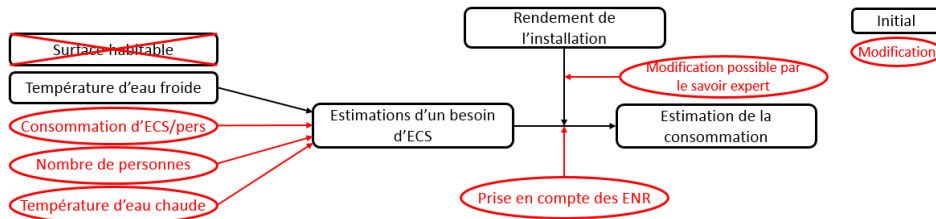


Figure 2. Schéma descriptif de la méthode de calcul des consommations d'ECS modifiée.

### 2.4. Usage spécifique de l'électricité

L'usage spécifique de l'électricité (y compris l'éclairage) non pris en compte dans l'outil initial a été intégré sous la forme d'un bilan de puissance. Chaque équipement électrique (i) présent dans le volume chauffé est listé, sa puissance (P) relevée et une durée d'utilisation lui est affectée (D). De cette manière une consommation est estimée. Ces résultats sont aussi utilisés pour caractériser les apports internes avec pour hypothèse l'équivalence en un watt électrique est comptabilisé comme un watt thermique [CHE 10]. La même méthodologie est appliquée aux auxiliaires.

$$Conso_{elec} = \sum_i P_i * D_i \quad [1]$$

### 2.5. Ventilation

Une partie de la nouvelle méthode de calcul des déperditions aérauliques basé sur une estimation du taux de renouvellement d'air, de la perméabilité à l'air du bâtiment (Valeur N<sub>50</sub>) et du volume chauffé (Vol) permet de calculer les consommations relatives au système de ventilation. En effet, une consommation normalisée (Conso<sub>norm</sub>) de l'équipement en fonction du taux de renouvellement d'air (Renouv) est utilisée.

$$Conso_{vent} = 365 * 24 * Conso_{norm} * Renouv * Vol \quad [2]$$

### 2.6. Intégration de la saisonnalité et de l'occupation

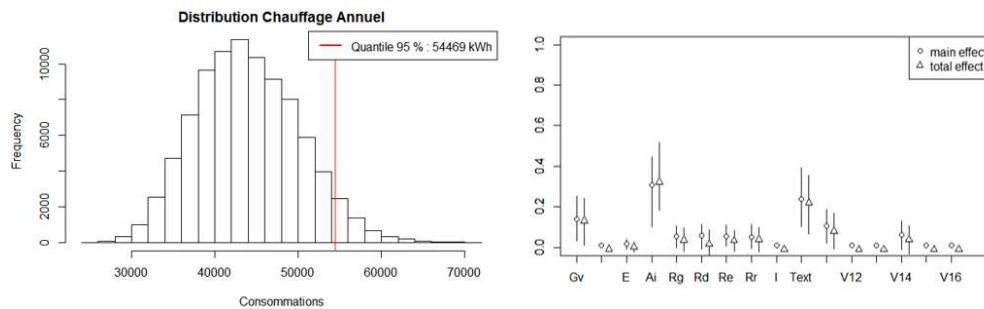
L'intégration de la saisonnalité s'est faite en discrétisant l'ensemble des calculs de façon mensuelle. Les valeurs forfaitaires annuelles relatives aux degrés heures, à l'ensoleillement ont été supprimées et recalculées.

L'occupation et les apports internes associés aux équipements peuvent être renseignés au travers de scénarios d'usages et de présence. Le pas de temps relatif à ces scénarios peut varier de la journée à l'année suivant la disponibilité de l'information.

## 2.7. Intégration des analyses d'incertitude et de sensibilité

Les données d'entrées de la méthode et les résultats sont déterministes et considérés comme certains, cependant lors de la caractérisation d'un bâtiment existant de nombreuses incertitudes existent comme par exemple la performance réelle des éléments d'enveloppe, les rendements des équipements, l'efficacité de la régulation, l'usage électrique et l'environnement extérieur difficilement quantifiable. [MAC 01], [SPI 11]. C'est pour cela que des études d'incertitude et de sensibilité sont intégrées à la méthode et menée systématiquement pour chaque audit.

Seules certaines variables jugées incertaines et/ou sur lesquelles le degré de connaissance est jugé faible ont été prises en compte pour ces études. Parmi ces variables on peut citer : la température extérieure, les apports internes, les apports solaires, les rendements, les températures de consignes, les durées d'utilisation des équipements. Les incertitudes affectées à ces paramètres sont réalisées sous la forme de distribution normale autour de la valeur de référence. En ce qui concerne l'analyse de sensibilité, les indices de Sobolj sont calculés.



**Figure 3.** Exemple de résultats des analyses d'incertitude (à gauche) et de sensibilité (à droite) pour les consommations de chauffage.

## 3. Conclusion

La méthodologie développée permet de réaliser un audit énergétique pour un bâtiment à occupation saisonnière sur l'ensemble des usages du bâtiment et ainsi avoir une image de sa performance réelle contrairement à l'outil DPE-3CL qui ne couvre que les usages de chauffage, eau chaude sanitaire et refroidissement. L'adaptation de la méthodologie réglementaire permet de repartir d'une méthodologie ouverte et éprouvée. Le corps de calcul étant facilement modifiable, l'intégration des spécificités de la destination de montagne se fait sans contraintes. L'ajout des analyses de variabilité et d'incertitude apporte une vraie expertise au processus de diagnostic et permet de mettre en évidence des pistes d'améliorations.

## 4. Bibliographie

- [MIN 12] MINISTERE DE LA TRANSITION ECOLOGIQUE ET SOLIDAIRE, ADEME, Méthode 3CL-DPE V1.3, Octobre 2012, Paris
- [RAG 14] RAGE (REGLE DE L'ART GRENELLE ENVIRONNEMENT 2012), Appréciation des logiciels d'évaluation énergétique des bâtiments d'habitation, Février 2014, Paris
- [CHE 10] CHENAILLER H., WURTZ F., PLOIX S., JOUSSELIN F., BONTEMPS A., « Etude pour quantifier la part des apports internes dans le bâtiment tertiaire BBC. Application au bâtiment de PREDIS », *IBPSA*, Novembre 2010, Moret-sur-Loing
- [VOR 14] VORGER E., « Etude de l'influence du comportement des occupants sur la performance énergétique des bâtiments », Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2014
- [BRO 14] BROUNS J., « Développement d'outils numériques pour l'audit énergétique des bâtiments », Thèse de doctorat, Université Paris Est, 2014
- [HEO 11] HEO Y., CHAUDHARY R., AUGENBROE G.A., « Calibration of building energy model for retrofit analysis under uncertainty », *Energy Buildings*, Energy Buildings 47 (2012) 550-560 doi:10.1016/j.enbuild.2011.12.029.
- [SPI 11] SPRITZ C., MORA L., JAY A., WURTZ E., « Analyse de sensibilité et d'incertitude du comportement thermique d'un logement », Société Française de Thermique, Perpignan, 2011
- [MAC 01] Macdonald I., Stanchan P., « Practical application of uncertainty analysis », *Energy Buildings*, Energy Buildings Vol 33, p. 219-227

# L'effet d'incertitude du comportement des occupants et des matériaux de l'enveloppe du bâtiment sur les besoins énergétiques

Walid Belazi, Salah-Eddine Ouldboukhitine, Alaa Chateaneuf, Hamid Bouchair.

Université de Clermont Auvergne, Institut Pascal, BP 10448, F-63000 Clermont-Ferrand, France

*RÉSUMÉ. Dans cet article, un modèle numérique est développé pour analyser l'incertitude du comportement des occupants et des matériaux de l'enveloppe du bâtiment sur la performance énergétique. Des variations aléatoires des paramètres liés au comportement des occupants et à l'enveloppe du bâtiment sont étudiées afin de quantifier les incertitudes sur les demandes énergétiques finales. En ce qui concerne le comportement des occupants, les paramètres étudiés sont les heures d'arrivée et de départ des occupants, le nombre d'occupants et les gains internes attribuables aux activités des occupants. En ce qui concerne l'enveloppe du bâtiment, les paramètres étudiés sont les valeurs U des murs extérieurs, du sol et du toit. Les résultats montrent une grande variation des besoins énergétiques en raison des incertitudes liées au comportement des occupants et aux propriétés physiques des matériaux de construction. Les incertitudes dans les données d'entrée montrent que les paramètres liés au comportement des occupants ont une influence considérable dans les climats chauds par rapport aux paramètres liés aux matériaux de l'enveloppe du bâtiment. En revanche, pour le climat froid, l'influence est plus marquée pour les paramètres liés à l'enveloppe du bâtiment que les paramètres liés au comportement des occupants.*

*ABSTRACT. In this paper, a numerical model is developed to analyze the uncertainty of occupant behavior and building envelope materials on energy performance. Random variations of parameters related to occupant behavior and building envelope are studied in order to quantify the uncertainties on the final energy loads. Regarding occupant behavior, the studied parameters are the occupant arrival and departure times, the number of occupant and internal gains due to occupant activities. Regarding the building envelope, the studied parameters are external walls, floor and roof U-values. The results show a large variation of energy needs due to uncertainties related to occupant behavior and building physical properties. The uncertainties in input data show that parameters related to occupant behavior have a considerable influence in hot climates compared to parameters related to building envelope materials. On the other hand, for cold climate, the influence is more pronounced for parameters related to building envelope than parameters related to occupant behavior.*

*MOTS-CLÉS : performance énergétique, incertitudes, comportement des occupants, enveloppe du bâtiment, Matlab.*

*KEY WORDS: building energy performance, uncertainties, occupant behavior, building envelope.*

## 1. Introduction

Au jour d'aujourd'hui, le secteur du bâtiment représente le plus gros consommateur d'énergie avant même les secteurs de l'énergie et du transport [1]. Actuellement en Europe, on déplore plus de 40 % de la demande énergétique totale dédiée uniquement aux consommations du bâtiment et plus de 25% d'émissions de gaz à effet de serre [2, 3] dont 60% de la consommation d'énergie totale est dédiée au chauffage et au refroidissement dans la plus part des pays de IEA (International Energy Agency) [4]. Devant ces problématiques, des schémas d'amélioration sont envisagés à fin de baisser la consommation énergétique. Différents labels (HPE 2005, THPE 2005 et BBC) ont été mis en place incitant à des performances supérieures et de trouver d'autres sources de production d'énergie en utilisant des solutions alternatives de production d'énergie [5]. L'objectif est de généraliser la notion de bâtiment à basse consommation BBC afin de diminuer la consommation énergétique au sein du bâtiment et par conséquent, améliorer la qualité et la performance énergétique de l'enveloppe.

Aujourd'hui, la simulation de performance énergétique des bâtiments est un domaine qui nécessite beaucoup de détails au niveau des paramètres d'entrées souvent incertains [6]. Toutefois, des écarts importants en termes de consommation énergétique des bâtiments entre les performances mesurées et le modèle proposé au stade de la conception sont signalés [7]. L'estimation du degré d'incertitude de chaque paramètre contribué est donc importante pour améliorer les modèles de simulation et d'aider le modéleur à produire une meilleure analyse des résultats de simulation.

Des nombreuses études approuvent l'existence de ces écarts entre les consommations réelles et celles simulées même si on prend en considération l'isolation thermique élevée de l'enveloppe [8]. Ces écarts peuvent être attribués à des incertitudes introduites par plusieurs composantes tel que la précision des modèles de simulation et la précision des paramètres d'entrée décrivant la conception de l'enveloppe du bâtiment et les systèmes de chauffage, ventilation et climatisation (HVAC) [4]. La mauvaise prise en compte de la dynamique

du comportement des occupants est l'une des causes majeures d'incertitudes dans les logiciels de simulation thermique et dynamique STD. Donc, il est nécessaire de tenir en compte le rôle clé de l'occupation et l'intégrer dans des modèles pour prédire avec précision les consommations réelles des bâtiments.

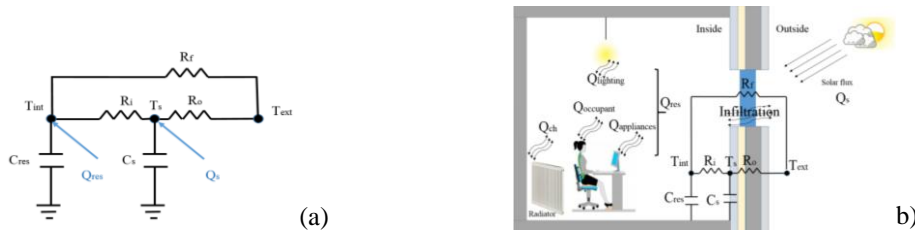
### 1.1. Analyse d'incertitude

Certaines études dans la littérature se concentrent sur l'évaluation des incertitudes pendant la phase de simulation, tandis que d'autres se concentrent sur l'examen des incertitudes et / ou des sensibilités des paramètres d'entrée de conception de bâtiment et des prévisions de consommation d'énergie. Lu et al. [9] ont quantifié les incertitudes des données de consommation d'énergie sur la base des simulations de Monte Carlo. Ils ont suggéré une procédure d'analyse de l'incertitude. La première étape consiste à compiler les données d'inventaire de la consommation d'énergie, y compris l'identification des paramètres qui pourraient influencer les résultats finaux. Dans la deuxième étape, le modèle est établi en utilisant un modèle mathématique qui inclut un certain nombre de paramètres clés (tels que le type de bâtiment et le comportement de l'utilisateur). Les modèles de distribution probabilistes sont ensuite développés en sélectionnant les paramètres pertinents en tant qu'entrées de modèle. Les distributions de probabilité peuvent être empiriques, paramétriques ou une combinaison des deux. Avec ces modèles, la propagation de l'incertitude à partir des paramètres d'entrée jusqu'aux sorties du modèle peut être quantifiée en utilisant la simulation Monte Carlo brute (MCS). Enfin, les estimations quantitatives des incertitudes associées aux estimations de consommation d'énergie sont déterminées.

## 2. Modélisation et validation

### 2.1 Le modèle thermique

Le modèle R3C2 est considéré dans cet article pour étudier le comportement thermique. En effet, il est montré à la fois simple et précis. Il nous permet de décrire les variations de la consommation d'énergie en fonction de la différence entre la température extérieure et la température intérieure. Il est considéré comme une représentation physique simplifiée du bâtiment en utilisant cinq paramètres. Le modèle R3C2, illustré par le circuit électrique équivalent de la figure 1-a est représenté sous la forme de réseaux thermiques décrits par des équations différentielles en termes de résistances et de capacités. En utilisant ce modèle, les bâtiments peuvent être modélisés comme un bilan énergétique dans un système dynamique. Le bilan énergétique est donné en termes de contribution de différents phénomènes, au niveau de l'enveloppe du bâtiment: conduction à travers la paroi, convection entre l'air intérieur et la paroi, et rayonnement du flux solaire. De plus, la perte de flux de chaleur par infiltration d'air à travers les fenêtres est prise en compte dans le transfert de chaleur (figure 1-b).



**Figure 1.** Représentation du circuit électrique du modèle thermique du bâtiment R3C2.

Dans le modèle R3C2, l'enveloppe du bâtiment est modélisée par un ensemble de résistances et de capacités ( $R_i$ ,  $R_o$ ,  $R_f$ ,  $C_s$  et  $C_{res}$ ). Un flux solaire  $Q_s$  est injecté sur le nœud représentant la surface interne de la structure  $T_s$ . La puissance totale  $Q_{res}$  (puissance de chauffage et gain interne) est injectée au nœud représentant la température intérieure. Les équations d'équilibre de conservation d'énergie pour chaque nœud du réseau peuvent s'écrire comme suit:

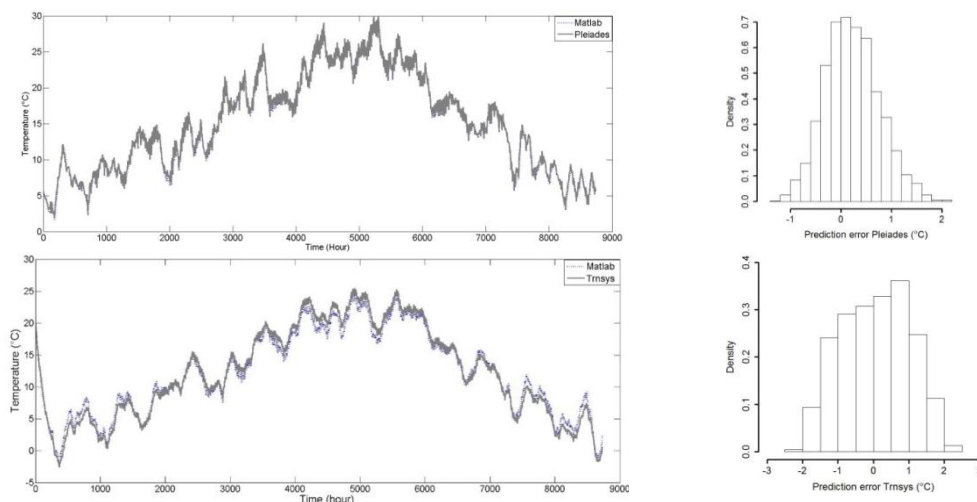
$$\begin{aligned} \frac{dT_{int}}{dt} &= \frac{1}{C_{res}} \left[ -\left( \frac{1}{R_i} + \frac{1}{R_f} \right) T_{int} + \frac{1}{R_i} T_s + \frac{1}{R_f} T_{ext} + Q_{res} \right] \\ \frac{dT_s}{dt} &= \frac{1}{C_s} \left[ \frac{1}{R_i} T_{int} - \left( \frac{1}{R_i} + \frac{1}{R_o} \right) T_s + \frac{1}{R_o} T_{ext} + Q_s \right] \end{aligned} \quad [1]$$

### 2.1 Résultats de la simulation numérique

La simulation est réalisée pour un bureau de 20 m<sup>2</sup> situé à la ville de Montluçon (France) avec une fenêtre (1.2x 1 m). Un occupant est considéré au départ pour permettre une meilleure validation. La géométrie du bureau est de (5 x 4 x 2,5 m). Le plafond, le sol et les quatre murs en contact avec l'extérieur sont composés de béton



isolé de l'extérieur. Le résultat du modèle R3C2 est comparé avec les résultats obtenus par les deux logiciels de simulation thermique dynamique Pleiades et Trnsys.

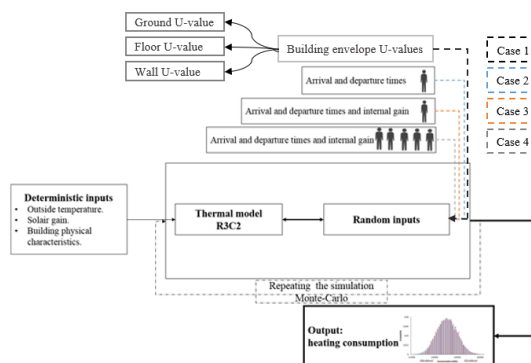


**Figure 2.** Réponse du modèle : ligne continue (Pléiades ou Trnsys), ligne brisée (Matlab: R3C2)

Figure 2 représente une comparaison entre les résultats numériques (Matlab) et les logiciels de simulation dynamique (Trnsys et Pléiades). Cette comparaison montre la bonne capacité du modèle R3C2 à simuler les phénomènes dynamiques. Le modèle R3C2 est capable de prédire correctement les valeurs maximales et minimales les plus élevées du profil horaire, mais surestime légèrement les valeurs les plus élevées en hiver et sous-estime les valeurs les plus basses en été.

### 3. Résultats d'analyse d'incertitude

L'objectif de cette section est d'obtenir les distributions de consommation de chauffage et de refroidissement du modèle de bureau étudié. Deux types d'incertitudes ont été analysés dans cette section: le comportement des occupants et les coefficients U de l'enveloppe du bâtiment (murs, toit et plancher). Afin d'éviter les complications de l'effet de second ordre qui pourraient se produire, les variables incertaines sont variées séparément. Chaque valeur incertaine est dérivée d'une source de données. Pour quantifier l'effet de la variation aléatoire des paramètres liés au comportement des occupants et à l'enveloppe du bâtiment, nous modifions à chaque phase de simulation les paramètres d'entrée selon l'organigramme de la figure 3.

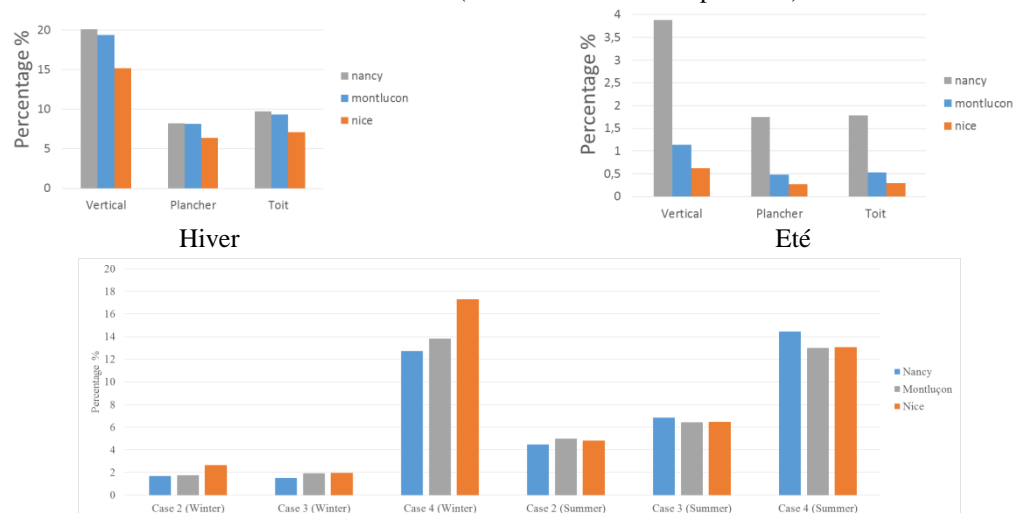


**Figure 3.** Organigramme de simulation aléatoire des paramètres d'entrée.

L'influence de l'incertitude sur les différents paramètres (temps d'arrivée et de départ), les gains de chaleur, le nombre de paramètres d'occupants et d'enveloppes tels que les murs, le sol et le toit sont étudiées dans différentes villes. Figure 4 représente le coefficient de variation de chacune des villes inspectées dans chaque cas. En général, on peut remarquer que l'adoption du cas 4 se traduit par une variation d'environ 12-17% pour la demande totale de chauffage et de refroidissement dans toutes les villes. D'autre part, l'adoption des cas 3 ou 4 conduit à une légère variation des demandes de chauffage / refroidissement, variation allant de 2 à 6% dans toutes les régions. En outre, dans les climats dominants tels que Nancy, l'incertitude sur la présence des occupants et les gains de chaleur de l'équipement entraîne une différence remarquable du coefficient de variation de l'été par rapport aux autres climats. La même note peut être conclue pour le climat chaud tel que Nice, la variation résulte à une différence plus élevée en hiver par rapport aux autres climats. De plus, la variation de la

valeur U des murs dans différentes villes entraîne une variation considérable, jusqu'à 15% à Nice et 20% à Nancy, de la demande de chauffage. En revanche, la variation des valeurs U du plancher et du toit donne des différences de demande de chauffage maximales de 7% et 10% respectivement.

En été, les influences des incertitudes sont plus faibles que celles de l'hiver. L'écart maximal ne dépasse pas 4% à Nancy, ce qui est une valeur non significative. Il est important de mentionner que Nancy a le plus grand écart par rapport à Montluçon et Nice. Même si le sol et le toit ont la même surface (20 m<sup>2</sup>), la variation due à l'incertitude de la valeur U du toit est légèrement supérieure d'environ 2%. La forte influence des murs est due à sa grande surface exposée à l'environnement extérieur (45 m<sup>2</sup>), soit 2,25 fois plus élevée que celle du sol et du toit. Par conséquent, il est clair que l'incertitude sur la valeur U des parois dans les deux saisons est la plus élevée par rapport à l'incertitude due aux autres coefficients (valeur U du toit et du plancher).



**Figure 4.** Coefficient de variation de l'analyse des incertitudes des paramètres physiques et de comportement des occupants pour différentes études de cas chauffant dans différentes régions

#### 4. Conclusion

En conclusion, les différents résultats obtenus dans cette section font prendre conscience de l'importance d'avoir une meilleure estimation des principaux paramètres incertains qui influencent la consommation d'énergie lors de la conception du bâtiment. Il est démontré que le comportement des occupants a une influence significative dans les climats chauds par rapport aux matériaux de l'enveloppe du bâtiment. Les influences des matériaux de l'enveloppe du bâtiment semblent avoir un effet significatif dans les climats froids.

#### 5. Bibliographie

[ADE 13]: ADEME.Climat, air et énergie, édition 2013.

[OZE 12]: M.Ozel. Cost analysis for optimum thicknesses and environmental impact of insulation materials. Energy and buildings.2012.

[LOM 08]: Luis Pérez-Lombard. A review on buildings energy consumption information, Energy and buildings, 2008.

[AIS 14]: A.Aissani. Cost model for optimum thicknesses of insulated walls considering indirect impacts and uncertainties, Energy and buildings, 2014.

[MAT 12]: F. Mathilde, «Efficacité énergétique: étude de l'impact de la nouvelle réglementation de RT2012 sur les opérations de bureaux et de logement». Juin 2012.

[MAN 13]: M. Manfren, N. Aste, R. Moshksar, Calibration and uncertainty analysis for computer models – a meta-model based approach for integrated building energy simulation, Applied Energy 103 (2013).

[LIP 12]: Liping Wang, Paul Mathew, Xiufeng Pang. Uncertainties in Energy Consumption Introduced by Building Operations and Weather for a Medium-Size Office Building. Environmental Energy Technologies Division Lawrence Berkeley National Laboratory Berkeley, CA 94720. September 2012.

[SER 03]: Seryak J, Kissock K. «Occupancy and behavioral effects on residential energy use». American Solar Energy Society, Solar conference, Austin, Texas, 2003.

[YUE 13]: Yuehong Lu, Zhijia Huang, Ting Zhang. Method and case study of quantitative uncertainty analysis in building energy consumption inventories. Energy and Buildings 57 (2013) 193–198.

---

# Projet Windifice - Système intelligent de la ventilation naturelle avec l'interface de visualisation et de pilotage

Zhe ZHOU<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Ingénieur, Zhe ZHOU, zhouzhe934@gmail.com

---

*RÉSUMÉ. Ce résumé présente un système intelligent de ventilation qui pour but de faciliter le contrôle de l'ouverture et de la fermeture des baies vitrées au sein de notre maison, de notre appartement ou de notre bureau afin d'économiser l'énergie et d'améliorer le confort. Le projet comporte principalement 3 phases dans le processus. La 1<sup>ère</sup> phase est l'acquisition des données, le système reçoit et combine les informations du service météo et du métropole, les mesures in-situ par les capteurs et les formulaires saisis par les occupants. La 2<sup>ème</sup> phase est le traitement des données, le système modélise et simule l'évolution de la température intérieure en utilisant les données acquises précédemment. La 3<sup>ème</sup> phase est l'exploitation des données, le système offre un panneau d'affichage et de contrôle, les clients peuvent afficher les informations utiles selon leurs souhaits et paramétrer le système selon leurs propres besoins.*

*ABSTRACT. This summary presents an intelligent ventilation system that aims to facilitate the control of the opening and closing of windows in our home, apartment or office to save energy and improve the comfort. The project involves mainly 3 phases in the process. The first phase is the acquisition of data, the system receives and combines information from the meteorological and the metropolis service, the in-situ measurements by the sensors and the forms entered by the occupants. The second phase is data processing, the system models and simulates the evolution of the indoor temperature using the data acquired previously. The third phase is the exploitation of the data, the system offers a bulletin board and control panel, the customers can display useful information according to their wishes and configure the system according to their own needs.*

*MOTS-CLÉS : IoT, Bâtiment Intelligent, Ventilation Passive, Bâtiment Positif, Smart City.*

*KEY WORDS: IoT, Smart Building, Passive Ventilation, Eco-construction, Smart City.*

---

## 1. Introduction

En France, le secteur du bâtiment est le plus gros consommateur d'énergie avec 43% de la consommation totale finale et 25% des émissions de gaz à effet de serre [CUI 15].

Sous l'impulsion de réglementations thermiques de plus en plus exigeantes, les immeubles d'habitation et de bureau ont suivi des tendances constructives fortement orientées vers la réduction des besoins de chauffage, avec l'amélioration de l'isolation thermique et de l'imperméabilité à l'air de l'enveloppe. Si ces tendances constructives ont permis effectivement une réduction très importante des besoins de chauffage dans les bâtiments neufs, elles ont contribué à l'apparition de problèmes de confort d'été, exacerbés par l'emploi croissant d'un grand nombre d'équipements électriques et la tendance architecturale à augmenter le taux de surface vitrée.

Notre projet s'est déroulé au sein de l'IMREDD où les parois vitrées sont constituées plus 90% de surface totale de l'enveloppe extérieure. L'apporte de rafraîchissement par la ventilation passif en minimisant l'attaque du rayonnement solaire s'agit d'un enjeu principal et important.

Parmi les axes de recherche permettant une économie énergétique des bâtiments, le rafraîchissement par la ventilation semble une bonne tentative qui permet de remédier à la contradiction entre la demande de surface vitré et la demande de diminution de consommation.

Aussi parce qu'en climat méditerranéen, caractérisé par des étés chauds et secs, la ventilation naturelle, pilotée par l'occupant, est une solution simple et efficace qui peut apporter un confort thermique acceptable si celle-ci est utilisée intelligemment. Nous nous intéressons donc de développer un système de notification et de pilotage de la ventilation naturelle des bâtiments. D'où vient la naissance du projet Windifice.

Windifice a pour but de proposer un système d'information des occupants d'immeubles d'habitation ou de bureaux, sur l'opportunité d'ouvrir ou non les fenêtres pour obtenir un meilleur confort thermique l'été et en mi-saison.

Ce projet peut tout de même être décomposé en trois phases principales en fonction des process : l'acquisition des données, le traitement des données et l'exploitation des données.

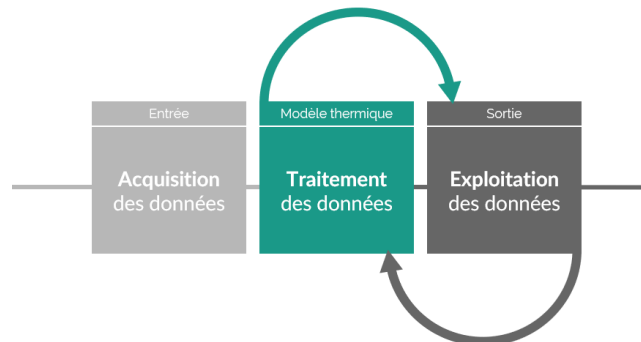


Figure 1. Processus du projet Windifice.

## 2. Développement du système

### 2.1. Acquisition des données

L'acquisition des données est une phase primordiale qui est pour le but d'obtenir les éléments nécessaires afin de pouvoir modéliser et simuler l'évolution de la température intérieure. Afin de trouver une meilleure compromise entre la précision et la complexité du système. Nous avons décidé d'utiliser 3 sources des données : la service météo et métropole, les mesures in-situ et les formulaires saisis par des occupants.

La métropole de Nice a mise en place une série de prestation et de service en vue de concevoir et de construire un futur Smart City. En utilisant ces dispositifs, nous pouvons surveiller et gérer la qualité de l'air, le paysage sonore ainsi que savoir la météo en temps réel.

Les mesures in-situ ont été réduites et optimisées afin de minimiser l'impact et la pénétration dans la vie quotidienne. D'ailleurs, trop de capteurs gonflent rapidement le coût d'investissement et le frais d'intervention et de maintenance. Nous détecterons donc simplement les températures et le profil du vent.

En ce qui concerne le dernière source, nous avons développé une série de formulaires aidant notre utilisateur à saisir aisément les valeurs. Ce sont des facteurs qui ne sont pas facile à obtenir sur place car ils demandent souvent les instruments coûteux ou pesants.

Toutes les données obtenues sont récupérées et transmises via le protocole Wi-Fi à un serveur dédié car c'est un des meilleurs moyens de transférer les données à travers tout le bâtiment entre les différents étages, et surtout le Wi-Fi est équipé partout dans notre vie quotidienne aujourd'hui, nous pouvons simplement en profiter. Faisant des calculs nécessaires, le serveur simule et affiche les résultats intéressants aux clients. Les clients peuvent ensuite interagir et paramétrer tout le système via notre application web.

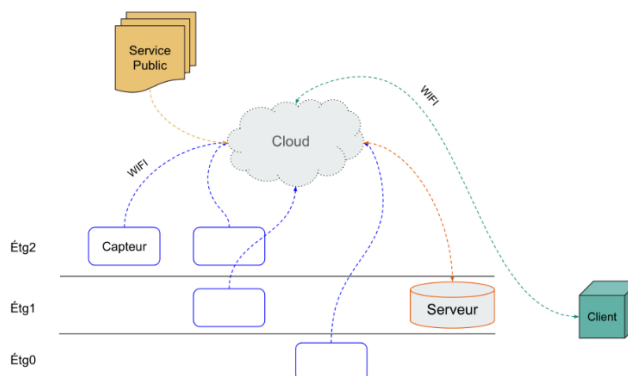


Figure 2. Protocole de transmission de données acquises.

### 2.2. Traitement des données

Nous avons donc résolu le problème d'acquisition des données, nous pouvons ensuite les injecter dans notre moteur de calcul qui est préinstallé dans le serveur dédié. Le moteur que nous avons proposé se base sur le **bilan thermique sensible** mais il a été simplifié et généralisé pour qu'il puisse s'adapter aux conditions variées et aussi pour qu'il ne soit pas trop lourd en termes du temps de calcul car nous souhaitons pouvoir contrôler le système en temps réel.

L'équation est montrée ci-dessous :

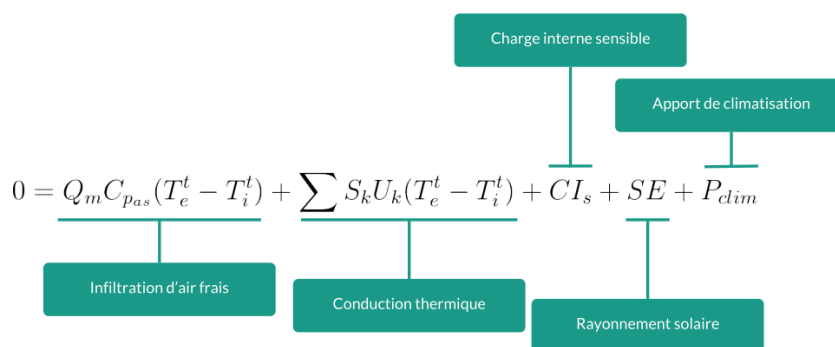


Figure 3. Modèle thermique simplifié.

Avec :  $Q_m$ , le débit d'air entrant.  $C_{pas}$ , la chaleur spécifique de l'air, est constant et égale à  $1005 \text{ J}\cdot\text{kg}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$ .<sup>1</sup>  $T_i$ , la température intérieure.  $T_e$ , la température extérieure.  $S_k$ , la surface de la paroi.  $U_k$ , la conductance des parois.  $CI_s$ , la chaleur interne sensible.  $SE$ , l'apport du rayonnement solaire.  $P_{clim}$ , la chaleur climatique.

Le problème majeur est sur la détermination du **débit d'air entrant**  $Q_m$ . Durant ce projet, nous avons utilisé le modèle empirique proposé par Warren et Parkins [WAR 85].

<sup>1</sup> Capacité thermique massique à pression constante dans les conditions normales de température et de pression

$$q_{th,Warren} = \frac{1}{3} A \cdot C_D \cdot \sqrt{\frac{\Delta T \cdot H \cdot g}{T}} \quad [1]$$

$$q_{vent,Warren} = 0.025 \cdot A \cdot V_{vent} \quad [2]$$

$$q_{Warren} = \max(q_{th,Warren}; q_{vent,Warren}) \quad [3]$$

[WAR 85] propose deux expressions pour calculer le débit de ventilation dû à l'effet thermique et celui dû au vent. Puis pour combiner l'effet du vent et l'effet thermique, ils proposent de prendre le maximum entre les deux débits calculés.

L'autre grande problématique de notre équation est de trouver **les températures adjacentes**, c'est-à-dire, la température de toutes les pièces entourant la pièce étudiée. Nous pouvons bien sûr ajouter pleins de capteurs dans toutes les pièces. Mais cette stratégie n'est pas judicieuse et nous souhaitons que notre système soit capable de fonctionner autonome et de déduire la température intérieure sans capteurs. Nous avons reformé notre bâtiment en multizones et nous admettons que la température du sol à une profondeur infinie est égale à la moyenne des variations de la température extérieure [CHA 80]. Avec la température du sol<sup>2</sup>, nous estimons et déduisons tous les températures du bâtiment en appliquant notre formule proposée à la Figure 3.

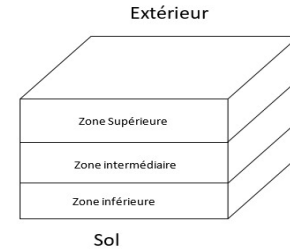


Figure 4. Schéma des zones.

$$\begin{cases} 0 = Q_m C_{pas} \rho_{as} (T_e - T(sup)) + S_{pb} U_{pb} (T(int) - T(sup)) + S_{ph} U_{ph} (T_e - T(sup)) + S_{mur} U_{mur} (T_e - T(sup)) + C I_s + SE \\ 0 = Q_m C_{pas} \rho_{as} (T_e - T(int)) + S_{pb} U_{pb} (T(int) - T(int)) + S_{ph} U_{ph} (T(sup) - T(int)) + S_{mur} U_{mur} (T_e - T(int)) + C I_s + SE \\ 0 = Q_m C_{pas} \rho_{as} (T_e - T(int)) + S_{pb} U_{pb} (T(sol) - T(int)) + S_{ph} U_{ph} (T(int) - T(int)) + S_{mur} U_{mur} (T_e - T(int)) + C I_s + SE \end{cases} \quad [4]$$

Où l'indice *Pb* signifie le plancher bas, l'indice *Ph* signifie le plancher haut, l'indice *mur* signifie le mur extérieur.

Nous devons ainsi connaître **la charge interne sensible**, c'est-à-dire, l'apport thermique interne du local. Cela consiste souvent :

- Apport de chaleur par les occupants
- Apport de chaleur par l'éclairage
- Apport de chaleur par les équipements divers

Le calcul des apports de chaleur sensible dépend étroitement de condition du local. Les nombres des occupants ainsi que les équipements utilisés change totalement la charge apportée. C'est pour cela nous avons développé une interface intuitive afin de faciliter les saisies des données. L'application s'effectue automatiquement le calcul en fonction du type d'activité et des scénario prédéterminés.

Et les composants des parois afin de savoir leurs **conductances thermiques**.

Type de paroi	Matériaux	Ep [mm]	$\lambda$ [W·m-1·K-1]	U [W·m-2·K-1]
Mur extérieur	Béton haute densité	200	1.95	0.2164
	Polyuréthane	110	0.025	
	Plaque de plâtre	19	0.16	
Mur intérieur	Plaque de plâtre	13	0.16	0.7426
	Laine de roche	45	0.038	
	Plaque de plâtre	13	0.16	
Vitrage	Verre	4	0.9	1.1139
	Argon	16	0.018	
	Verre	4	0.9	

Tableau 1. Extrait du tableau de composition détaillée des parois.

Le dernier facteur est de trouver **le gain d'énergie solaire**. Les gains de chaleur solaire viennent du rayonnement transmis directement par le vitrage transparent et de l'énergie absorbée par les éléments de la fenêtre

<sup>2</sup> A Nice, T(sol) = 14.8°C <https://fr.climate-data.org/location/714782/>, consulté 21/07/2017

et retransmise dans l'espace intérieur. Afin de faciliter la première approche de calcul du rayonnement absorbé, nous avons considéré que le plancher bas est une corp noire et nous avons éliminé les rayonnements diffus. Notre but est d'estimer, à chaque l'instant, le flux solaire et la surface totale ensoleillée du plancher bas pour déterminer le gain de chaleur. [BEC 11] a décrit une méthode qui permet de calculer d'un seuil de radiation solaire directement lié à la position du soleil, et d'en déduire l'énergie maximale reçue en tout point du globe dans un intervalle de temps donné. Par ailleurs, à l'aide de la *Figure 6*, nous pouvons trouver la périodicité d'ensoleillement sur le plancher : le plancher est entièrement ensoleillé lorsque l'angle du soleil est inférieur à  $27.4397^\circ$ .

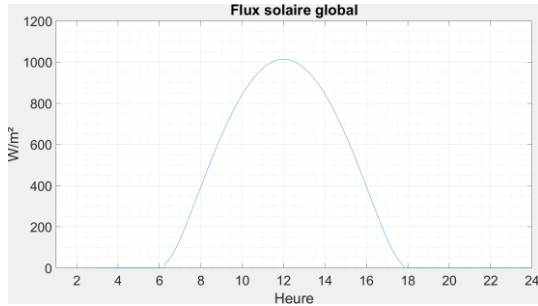


Figure 5. Flux solaire du 28 fév. au local étudié.

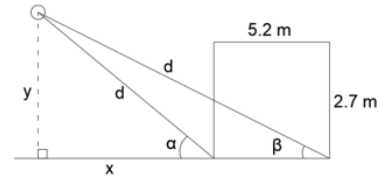


Figure 6. Représentation schématique de l'angle solaire.

### 2.3. Exploitation des données

« Windifice » propose une interface centrale manipulable et informatique, avec une configuration conviviale et simple pour gérer efficacement le système, c'est-à-dire, avec un niveau de langage courant, compréhensible pour des usagers qui ne sont pas censé de connaître les notions compliquées.

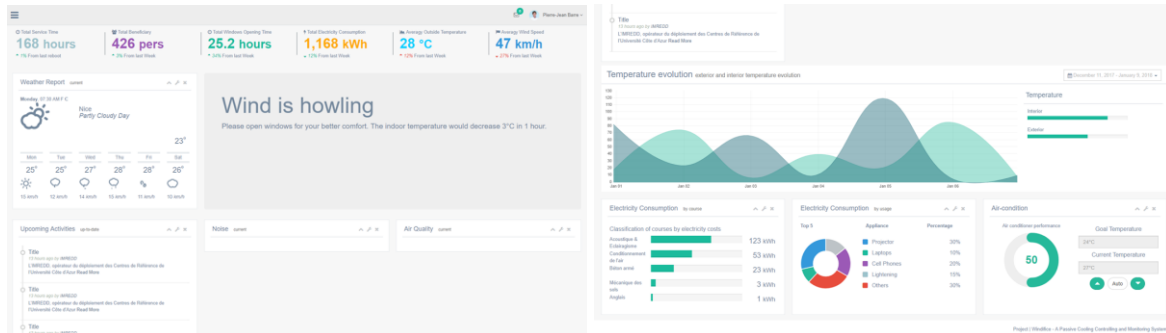


Figure 7. Vue globale de l'interface « Windifice ».

### 3. Conclusion et perspective

L'utilisation du rafraîchissement naturel existe depuis des siècles, nous pouvons par exemple trouver le « Tour du vent » en Iran, la ruine de Knossos en Grèce ou encore les corridors dans les parcs de Suzhou en Chine. Cette stratégie intelligente se trouve également dans la nature, comme des tourelles d'aération poreuses, qui peuvent capter l'air extérieur et le distribuent dans la fourmilière.

Aujourd'hui, avec les outils informatiques révolutionnaires, nous réfléchissons à nouveau cette stratégie dans notre conception du futur bâtiment. Notre bâtiment doit non seulement être adapté à son environnement géographique mais aussi être adapté à son environnement climatique. Le bâtiment doit être implanté en fonction du soleil, des vents dominants... Enfin et surtout, le bâtiment doit harmoniser des comportements et des activités divers des occupants. Donc nous avons privilégié la solution de la ventilation naturelle, qui est un moyen relativement simple et potentiellement efficace pour éviter ou limiter le recours à la climatisation et aussi pour améliorer significativement le confort.

Enfin, la vraie application de cette stratégie nécessite un effort à travers de l'ensemble corps d'état : le maître d'ouvrage doit prendre connaissance de l'importance et le gain potentiel de la ventilation passive, l'architecte doit collaborer et communiquer étroitement avec les bureaux d'études, le promoteur doit informer et sensibiliser les acheteurs et les occupants. Pour que l'étude mets en pratique dans des opérations réelles, nous devons réagir ensemble pour bâtir le beau futur.



#### 4. Bibliographie

- [BEC 11] BECKERS, B., BECKERS, P. (2011). Calcul du rayonnement solaire atténué par l'atmosphère. *Bulletin de la Société géographique de Liège*, 51, 5-16.
- [CHA 80] Frédéric, C. (1980), "Habitat enterré : terratecture," *Omeka / SGDE du réseau Archirès*
- [CUI 15] Cui, S. (2015). *Modélisation de la ventilation naturelle en vue d'une conception optimisée d'ouvertures vitrées* (Doctoral dissertation, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris).
- [WAR 85] WARREN P.R, PARKINS L.M, « Single-sided ventilation through open window », in: *ASHRAE SP49* (1985)



**PRIX RENE HOUPERT**  
**Eco-matériaux et Durabilité**

---

# Amélioration du comportement à long terme de composites cimentaires renforcés par des fibres de lin

Page Jonathan<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> ESITC Caen, 1 rue Pierre et Marie Curie, 14610 Epron, mail : jonathan.page@esitc-caen.fr

<sup>2</sup> Laboratoire CRISMAT UMR6508, 6 boulevard du Maréchal Juin, 14050 Caen

---

*RÉSUMÉ. Le travail réalisé dans cette étude vise à améliorer le comportement mécanique à long terme de composites renforcés par des fibres de lin selon différentes stratégies. Tout d'abord, plusieurs traitements de surface appliqués aux fibres sont étudiés, tels qu'un enrobage minéral au liant hydraulique (ciment + laitier), un enrobage organique à l'huile de lin et un traitement physique de surface au plasma atmosphérique. Bien que ces traitements aient permis d'améliorer certaines propriétés des mortiers, ils n'ont pas permis de réduire dans le temps la dégradation des fibres au sein de la matrice cimentaire (hydrolyse alcaline des fibres et leur minéralisation sous l'action de l'hydroxyde de calcium). Il apparaît donc nécessaire de recourir à des liants alternatifs pour tenter d'améliorer la durabilité de ces composites à fibres végétales. Ainsi, de nouvelles formulations de mortiers sont proposées, dans lesquelles le ciment Portland est remplacé partiellement par le métakaolin / le laitier de hauts fourneaux ou totalement par un ciment sulfo-alumineux. L'étude des nouveaux composites formulés avec le métakaolin ou le ciment sulfo-alumineux indique des niveaux de résistance mécanique et de ténacité élevés.*

*ABSTRACT. This study aims to improve the long-term mechanical behaviour of flax fibre reinforced composites using different strategies. Foremost, several treatments applied to flax fibres are studied, such as a mineral coating with hydraulic binder (cement + slag), an organic coating using linseed oil and a physical surface treatment by atmospheric-pressure plasma. Although these surface treatments have effectively improved some properties of mortars, the degradation of the fibres within the cement matrix remain active over the long term (alkaline hydrolysis of the fibres and their mineralization under the action of calcium hydroxide). It therefore appears necessary to use alternative binders in an attempt to improve the durability of these plant fibre reinforced composites. Thus, new formulations of mortars are proposed, in which the Portland cement is partially replaced by metakaolin / blast furnace slag or totally by calcium sulfo-aluminate cement. The study of the new composites formulated with metakaolin or sulfoaluminate cement indicates high levels of mechanical strength and toughness.*

*MOTS-CLÉS : fibre de lin, composite cimentaire, propriétés mécaniques, traitements de surface, éco-liant, durabilité.*

*KEY WORDS: flax fibre, cementitious composite, mechanical properties, surface treatment, eco-friendly binder, durability.*

---

## 1. Introduction

Les fibres habituellement utilisées dans les matériaux cimentaires ont l'inconvénient d'être dérivées de ressources non renouvelables (fibres d'acier, de polypropylène, de verre, etc.). Les enjeux économiques liés à la hausse des coûts des ressources fossiles, leur raréfaction, et les impacts environnementaux inhérents à leur fabrication conduisent donc à explorer d'autres sources de matériaux et d'autres filières de production. De ce point de vue, les fibres végétales, du fait de leur caractère naturel et renouvelable, pourraient constituer une solution d'avenir pour l'industrie de la construction à base de ciment. Parmi les fibres végétales, le lin se démarque en raison de ses propriétés mécaniques élevées et sa faible densité. En outre, la région Normandie est le leader français de la production de lin, ce qui permet de valoriser une ressource locale.

Depuis plusieurs années, les laboratoires ESITC Caen et CRISMAT travaillent sur la formulation et la caractérisation de composites cimentaires renforcés de fibres de lin [CHA 14 ; LEH 15]. Il apparaît qu'à l'état frais, la nature, la morphologie et le caractère fortement hydrophile de ces fibres affectent de manière significative la rhéologie du matériau. A l'état durci, les performances mécaniques des composites sont plus faibles que celles des composites non fibrés. La bibliographie met en évidence une perte de la résistance et de la ductilité des fibres végétales en milieu alcalin par décomposition partielle de ses constituants et en particulier des hémicelluloses [TOL 00 ; RAM 10]. La modification sur le long terme des propriétés des composites incorporant des fibres végétales résulte de la combinaison de différents mécanismes qui modifient les propriétés de la zone de transition (interface) fibre/matrice.

Ce travail propose d'améliorer les propriétés et le comportement mécaniques des composites ciment-lin sur le long terme. Pour cela, deux stratégies ont été mises en œuvre dans ce cadre. La première consiste à appliquer un traitement à la surface des fibres dans le but de modifier certaines de leurs caractéristiques et de l'isoler de la matrice. Trois traitements ont donc été expérimentés : plasma atmosphérique, enrobage coulis de ciment et laitier de haut fourneau ou à l'huile de lin. La deuxième solution envisagée pour améliorer le comportement à long terme des composites consiste à modifier la matrice afin de réduire son agressivité envers celles-ci. Le ciment Portland a été partiellement ou totalement remplacé par des liants alternatifs tels que le métakaolin, le laitier de haut fourneau, ou encore le ciment sulfo-alumineux.

## 2. Matériaux et méthodes

### 2.1.1. Matériaux utilisés

Le ciment utilisé dans cette étude est un ciment Portland CEM I 52,5 N blanc (CIM), conforme à la norme NF EN 196-1. Par ailleurs, trois liants alternatifs différents ont été utilisés : le métakaolin (MK), le laitier de haut fourneau (LHF) et le ciment sulfo-alumineux (CŠA). Le sable utilisé est conforme à la norme NF P 18-545, alluvionnaire de classe granulaire 0/4 mm avec une masse volumique de  $2,66 \text{ g.cm}^{-3}$ . Les fibres de lin utilisées ont été récoltées en Normandie en 2014, coupées et fournies par le Groupe Depestele. La longueur des fibres de lin est égale à 12 mm et le diamètre moyen est de  $14,7 \pm 3,0 \text{ }\mu\text{m}$ . Les fibres de lin brutes seront par la suite abrégées FB. Des fibres de verre de longueur 12 mm (diamètre 14-19  $\mu\text{m}$ ) ont également été utilisées, et sont abrégées FV.

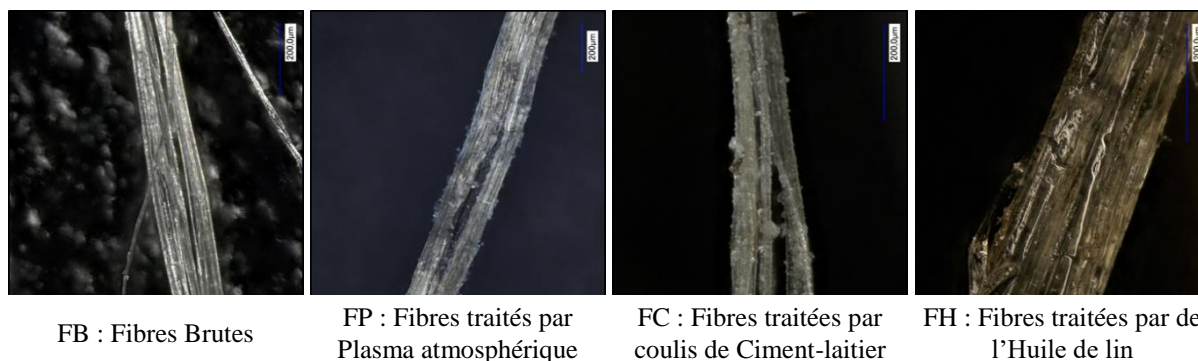
### 2.1.2. Traitements des fibres de lin

Le premier traitement est un enrobage minéral à base de ciment Portland CEM I 52.5N et de laitiers de haut-fourneau (LHF). Le liant hydraulique final utilisé pour le traitement est ainsi composé de 50 % en volume de LHF et de 50 % de ciment CEM I. Pour ce traitement, les fibres sont enrobées par un coulis de ce liant préparé avec un rapport eau/liant massique égal à 1 et un rapport fibres/liant égal à 2/3. Les fibres ainsi obtenues sont abrégées FC.

Le deuxième traitement est un enrobage à l'huile de lin avec un ratio massique huile/fibres égal à 0,25. Cette substance est très siccativante et forme un film solide en séchant au contact de l'oxygène [ABR 96]. Une période minimale de séchage ( $50 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$  and  $< 10 \text{ \%RH}$ ) de 14 jours a été appliquée afin d'assurer la bonne polymérisation de l'huile. Les fibres ainsi obtenues sont abrégées FH.

Le troisième traitement réalisé est un traitement physique de surface en couche mince au plasma atmosphérique. Ce traitement a été réalisé au laboratoire CREPIM. Le précurseur utilisé fût l'hexaméthyl-disiloxane (HMDSO) sous gaz azote. L'objectif de ce dépôt est de diminuer la tension de surface des fibres afin de diminuer le caractère hydrophile des fibres de lin [GAQ 13]. Les fibres ainsi obtenues sont abrégées FP.

Dans le but d'évaluer l'effet des traitements sur la morphologie des fibres et leur homogénéité, des images des fibres brutes et traitées ont été prises à l'aide d'un microscope vidéo numérique (Figure 1).



**Figure 1.** Observations microscopiques de fibres de lin brutes et traitées.

### 2.1.3. Elaboration et caractérisation des mortiers

Les mortiers ont été fabriqués avec un rapport sable/ciment de 3 et un rapport eau<sub>efficace</sub>/liant de 0,51, selon la norme NF EN 196-1. Les différentes compositions de mortiers sont récapitulées dans le tableau 1. Après fabrications, les mortiers ont été stockés dans une salle de conservation (20±2 °C et >80 %HR) jusqu'à l'échéance des tests mécaniques. Les mortiers ont été testés mécaniquement en compression et flexion, selon la norme NF EN 196-1. Toutefois, afin de mieux observer le comportement en flexion, il est plus l'essai a été piloté en déplacement plutôt qu'en charge, avec une vitesse de chargement de 0,20 mm.min<sup>-1</sup>.

**Tableau 1.** Compositions des mortiers testés.

	MT	MFV	MFB	MFP	MFC	MFH	CIM 100	CSA 100	MK 15	MK 30	LHF 30	LHF 60
Ciment CEM I 52,5N	100 %	100%	100 %	100%	100 %	100%	100 %	-	85%	70%	70%	40%
Ciment sulfo-alumineux	-	-	-	-	-	-	-	100%	-	-	-	-
Métakaolin	-	-	-	-	-	-	-	-	15%	30%	-	-
Laitier de haut fourneau	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30%	60%
Taux de fibres (% vol.)	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Type de fibres	-	FV	FB	FP	FC	FH	FB	FB	FB	FB	FB	FB

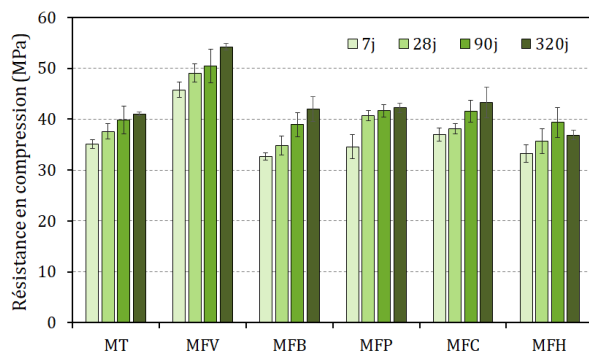
Les analyses thermogravimétriques (ATG) ont été effectuées à une vitesse de chauffe de 10 °C.min<sup>-1</sup> dans un environnement inerte (azote) à une pression de 1 bar dans un four Netzsch STA449 F3 Jupiter®. Des mesures de pH sur des échantillons de mortier ont également été faites dans un mélange d'eau et de poudre de mortier avec un rapport de 1/10 [RAS 04].

## 3. Résultats et discussions

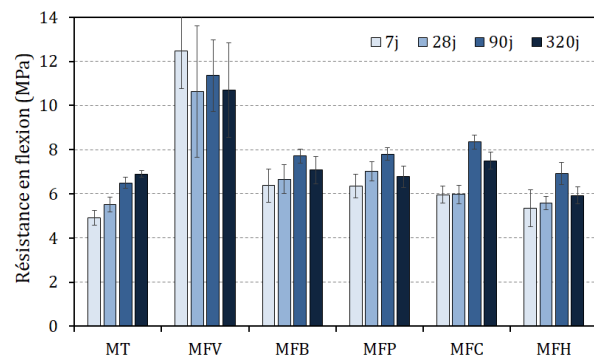
### 3.1. Effet des traitements des fibres de lin sur les propriétés mécaniques des mortiers

#### 3.1.1. Résistances à la compression et à la flexion

Les résultats en compression sur les éprouvettes 4x4x16 des différents mortiers sont présentés dans la Figure 2. Pour tous les mortiers, les résistances augmentent de manière cohérente au cours du temps et varient peu (faibles écart-types). On note tout d'abord un développement cohérent des résistances du mortier témoin (MT) au cours du temps qui évoluent de 35,1 MPa à 7 jours à 41,0 MPa à 320 jours. Le mortier renforcé de fibres de verre (MFV) est celui qui montre les résistances les plus élevées, comprises entre 45,7 et 54,2 MPa, du fait des très hautes propriétés mécaniques des fibres de verre. Pour les mortiers MFB, MFP et MFC, les résistances en compression sont équivalentes voire supérieures au mortier MT. Seul le mortier MFH possède des résistances inférieures à celles du mortier témoin aux différentes échéances. Par ailleurs ce mortier présente la plus forte porosité ; ceci pourrait expliquer ces faibles résistances en compression. La résistance en compression à 320 jours de ce mortier est inférieure à celle à 90 jours. Cela pourrait s'expliquer par la présence du traitement à l'huile de lin qui pourrait ne pas être durable au contact du milieu cimentaire. La dégradation de cette huile de lin engendrerait alors une porosité plus forte, ce qui induirait une diminution de la résistance en compression.



**Figure 2.** Résistances en compression des mortiers avec fibres traitées après 7, 28, 90 et 320 jours.



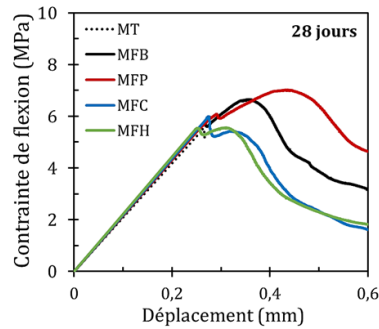
**Figure 3.** Résistances en flexion des mortiers avec fibres traitées après 7, 28, 90 et 320 jours.

Dans la Figure 3 sont présentées les résistances en flexion des différents mortiers après 7, 28, 90 et 320 jours de cure. Comme pour la compression, on peut noter un développement cohérent des résistances du mortier témoin (MT) au cours du temps. Le mortier renforcé de fibres de verre (MFV) est celui qui montre les résistances les plus élevées qui peut s'expliquer par la contrainte à rupture plus élevée de ce renfort. Malgré de fortes variations, c'est le mortier MFV qui présente de loin la plus haute résistance mécanique. Les quatre mortiers biofibrés (MFB, MFP, MFC et MFH) ont des résistances en flexion plus élevées que le mortier témoin, qui augmentent avec les échéances de 7, 28 et 90 jours. Les variations de résistances entre les quatre mortiers biofibrés restent relativement faibles. Les résistances des mortiers MFB et MFP sont quasiment similaires à toutes les échéances. Le traitement au plasma atmosphérique ne semble donc pas avoir d'influence sur la résistance des composites. Les résistances du mortier MFC sont plus faibles que MFB à 7 et 28 jours mais plus élevées à partir de 90 jours. Cela pourrait provenir de la présence de laitier de haut fourneau dans les fibres. Ce liant, à réaction pouzzolanique, est connu pour avoir un développement de résistances plus lent. MFH présente des résistances globalement plus faibles que MFB. L'huile de lin pourrait affecter de manière plus ou moins significative l'hydratation de la matrice cimentaire à proximité. Par ailleurs, il est probable que l'interface entre la matrice et les fibres FH soit de moins bonne qualité qu'avec les fibres FB. En effet, la très faible rugosité apparente de l'huile de lin pourrait engendrer un glissement plus important des fibres au sein de la matrice et donc réduire l'adhérence entre ces deux éléments au niveau de l'interface. D'autres auteurs ont également observé une porosité accrue au niveau de l'interface entre des granulats de chanvre enrobés d'huile de lin et une matrice minérale [NOZ 12].

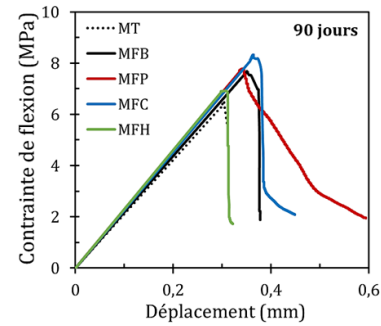
### 3.1.2. Comportement en flexion 3 points

Les propriétés mécaniques dans un composite fibré dépendent principalement de la teneur en fibres, de leur orientation, mais aussi de la qualité du transfert de charge à l'interface fibre-matrice. Le transfert des efforts entre la fibre et la matrice a lieu au niveau de leur interface et joue un rôle essentiel dans le comportement du composite [BRA 08]. Lorsque la rupture en flexion n'est pas brutale, comme c'est le cas ici, il est pertinent de s'intéresser aux courbes charge-déplacement obtenues durant les essais de flexion.

La Figure 4 présente donc l'évolution de la contrainte appliquée en fonction du déplacement du point d'appui, mesuré au centre de l'éprouvette pour le mortier non fibré (MT) et pour des mortiers incorporant des fibres de lin brutes ou traitées après 28 jours de cure. Deux types de comportement peuvent être observés. Le premier correspondant à l'échantillon du mortier témoin (MT) se caractérise par un comportement linéaire jusqu'à la rupture qui survient brutalement (caractère fragile). Le second est relatif aux mortiers biofibrés. Le comportement est linéaire jusqu'au premier décrochage qui traduit la première fissuration de la matrice. Les fibres voisines du fond de fissure sont alors sollicitées et cela se traduit par une remontée de la charge. Le comportement non linéaire qui s'ensuit perdure jusqu'à la charge maximale. Le comportement post-pic est du type adoucissant avec une décroissance graduelle de la charge et un allongement persistant. L'ajout de fibres de lin permet donc d'éviter une rupture fragile du matériau en flexion et induit même un comportement ductile. On note qu'à 28 jours, le premier incident sur les courbes contrainte-déplacement des mortiers biofibrés (à la fin de la partie linéaire) survient à un déplacement quasi-identique au mortier MT. On observe également que seuls les mortiers MFB et MFP parviennent à afficher une contrainte plus élevée après la première fissuration de la matrice, grâce à la reprise des efforts par les fibres. Pour les mortiers incorporant des fibres traitées par enrobage (MFC et MFH), la contrainte ne va pas au-delà de la résistance en flexion de la matrice. Un comportement ductile est tout de même observé avec ces deux mortiers. Il semblerait donc que les traitements d'enrobage (ciment/laitier et huile de lin) limitent l'adhérence à l'interface fibre/matrice, empêchant un transfert conséquent des efforts de traction de la matrice cimentaire sur les fibres de lin.



**Figure 4.** Comportement en flexion des mortiers avec fibres traitées après 28 jours de cure.



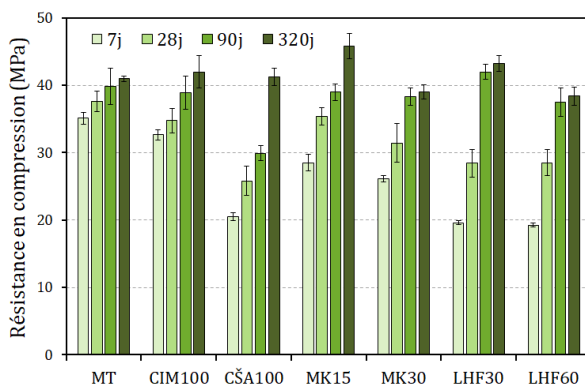
**Figure 5.** Comportement en flexion des mortiers avec fibres traitées après 90 jours de cure.

Les comportements mécaniques de ces composites fibrés (MFB, MFP, MFC et MFH) sont considérablement modifiés après 90 jours d'âge sans vieillissement accéléré (Figure 5). Sur les courbes contrainte-déplacement, on observe seulement une pente linéaire jusqu'à la contrainte maximale, suivie d'une rupture fragile, comme le mortier non fibré (MT). La zone post-pic n'est plus présente, ou très peu. La modification du comportement mécanique de ces composites pourrait s'expliquer par l'évolution de la nature de l'interphase et des fibres elles-mêmes. En effet, certains auteurs ont reporté une minéralisation des fibres par un processus de calcification parfois observé dès 28 jours d'âge [SED 07]. Ce processus de minéralisation pourrait se poursuivre au cours du temps et créer ainsi une liaison de plus en plus forte entre les fibres et la matrice cimentaire. La modification de l'interface fibre/matrice d'un état faible à un état fort se reflète sur le comportement mécanique des composites qui passe de ductile à fragile. En effet, à 90 jours d'âge, les valeurs des contraintes en fin de comportement linéaire sont différentes, contrairement aux mortiers à 28 jours. Après 90 jours de cure, les contraintes des mortiers biofibrés sont toutes supérieures au mortier témoin (MT), ce qui indique un apport des fibres toujours présent. Toutefois, celles-ci ne permettent plus de conserver un comportement ductile en flexion mais seulement d'augmenter quelque peu la contrainte maximale de flexion.

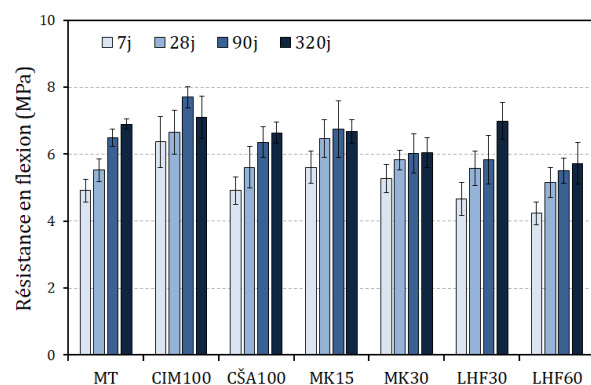
### 3.2. Effet des liants alternatifs sur les propriétés mécaniques des mortiers

#### 3.2.1. Résistances à la compression et à la flexion

Les valeurs de résistance à la compression des mortiers avec liants alternatifs après 7, 28, 90 et 320 jours de cure sont présentées dans la Figure 6. Tout d'abord, les mortiers MT et CIM100 présentent des valeurs de résistance à la compression plus au moins similaires à chaque échéance, bien que les résistances à plus court terme (7 et 28 jours) soient plus faibles pour le mortier CIM100. Le mortier incorporant 100% de C<sub>S</sub>A à la place du ciment Portland présente une résistance à la compression à 320 jours similaire au mortier CIM100. Toutefois, le développement des résistances semble être plus lent. Ceci pourrait provenir des saccharides présents dans les fibres de lin pouvant passer en solution dans la pâte et perturber l'hydratation, en particulier des aluminates [PAG 16].



**Figure 6.** Résistances en compression des mortiers avec liants alternatifs après 7, 28, 90 et 320 jours.



**Figure 7.** Résistances en flexion des mortiers avec liants alternatifs après 7, 28, 90 et 320 jours.

Les mortiers biofibrés incorporant partiellement du MK et du LHF développent également des résistances à la compression plus lentement que CIM100. Ce constat est néanmoins logique pour ces liants, du fait de leur caractère pouzzolanique. On peut noter que les résistances à 320 jours des mortiers MK15 et LHF30 sont supérieures à

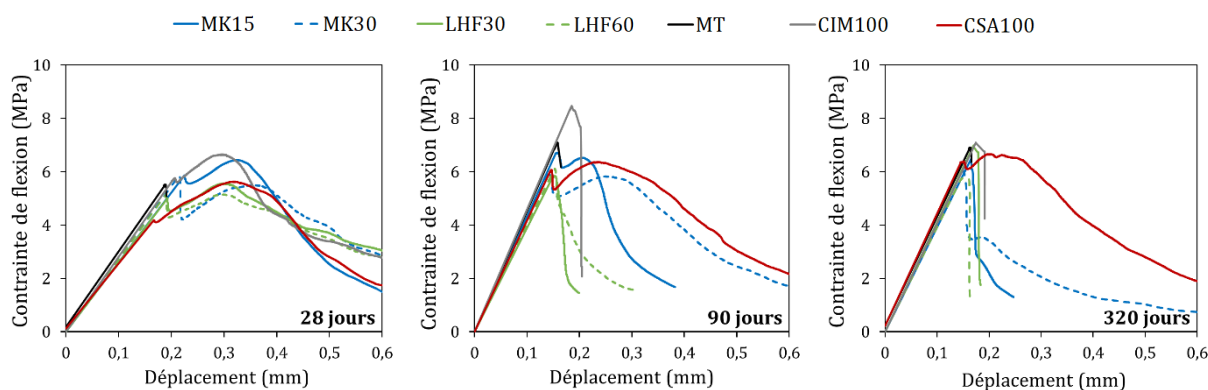


celles du mortier CIM100. Les performances en compression des mortiers avec des taux de substitution de 15% de MK et 30% de LHF sont tout à fait satisfaisantes. Cependant, les mortiers biofibrés avec les taux de 30% de MK et 60% de LHF ont des résistances à la compression inférieures. Il est probable que la quantité de ciment par rapport à l'addition minérale soit trop faible, ce qui limiterait le développement des propriétés pouzzolaniques.

Les résistances à la flexion des mortiers après 7, 28, 90 et 320 jours de cure sont présentées dans la Figure 7. Tout d'abord, le mortier incorporant du ciment sulfo-alumineux (CŠA100), les résistances à la flexion sont plus inférieures au mortier biofibré à base de ciment Portland (CIM100). On note toutefois que les résistances à 320 jours de ces deux mortiers sont proches puisque la résistance du mortier CŠA100 ne diminue pas entre 90 et 320 jours. Cela confirme l'intérêt du ciment sulfo-alumineux en remplacement du ciment Portland vis-à-vis des fibres végétales. Concernant la substitution du ciment par le métakaolin, comme pour les résistances à la compression, MK30 présente des résistances inférieures à celles de MK15. Pour ces deux mortiers, les résistances à la flexion sont relativement proches de celles du mortier CIM100 pour les échéances de 7 et 28 jours. Toutefois, pour les échéances de 90 et 320 jours, les résistances de MK15 et MK30 restent bien inférieures à celles de CIM100. On notera par ailleurs que pour les deux mortiers avec la métakaolin, la résistance à la flexion n'a pas augmenté entre 90 et 320 jours. Pour la substitution du ciment par le laitier de haut fourneau, là aussi le mortier à plus fort taux de substitution (LHF60) présente des résistances inférieures à celles de LHF30. Les résistances à la flexion du mortier MK15 augmentent avec le temps de cure, mais là encore dans des proportions inférieures aux résistances en compression. Le mortier LHF30 présente toutefois une résistance après 320 jours de cure supérieure à celle du mortier CIM100. Le mortier LHF60 est celui qui présente les plus faibles résistances à la flexion. D'une manière générale, concernant les additions minérales (MK et LHF), il semblerait que plus le taux de substitution augmente, plus la résistance maximale à la flexion diminue. Par ailleurs, on observe pour les mortiers MK et LHF un écart entre les résistances à la flexion à 7 jours et à 320 jours largement plus faible que pour la compression. Il est probable que pour ces mortiers, la dégradation des fibres ne permet pas d'améliorer davantage la résistance à la flexion pour des échéances plus longues (90 et 320 jours), à l'inverse des résistances à la compression.

### 3.2.2. Résistances à la compression et à la flexion

L'étude des courbes contrainte-déplacement obtenues lors des essais de flexion 3 points permet d'évaluer l'effet des liants alternatifs sur le comportement des composites (Figure 8). Comme précédemment, l'addition de fibres de lin permet d'éviter la rupture fragile du composite (comme pour MT) et induit un caractère ductile. Après 28 jours de cure, on remarque sur les courbes contrainte-déplacement des mortiers contenant du ciment Portland (CIM100, MK et LHF) que la première fissure apparaît pour un déplacement quasiment identique à celui du mortier témoin (MT), c'est à dire aux alentours 0,2 mm. Seul le mortier ne comportant pas de ciment Portland mais uniquement du ciment sulfo-alumineux (CSA-100) a un déplacement de premier endommagement plus faible, aux alentours de 0,17 mm. C'est d'ailleurs avec ce mortier que les fibres ont l'effet le plus prononcé sur le comportement post-pic du composite.



**Figure 8.** Comportement en flexion des mortiers avec liants alternatifs après 28 jours.

**Figure 9.** Comportement en flexion des mortiers avec liants alternatifs après 90 jours.

**Figure 10.** Comportement en flexion des mortiers avec liants alternatifs après 320 jours.

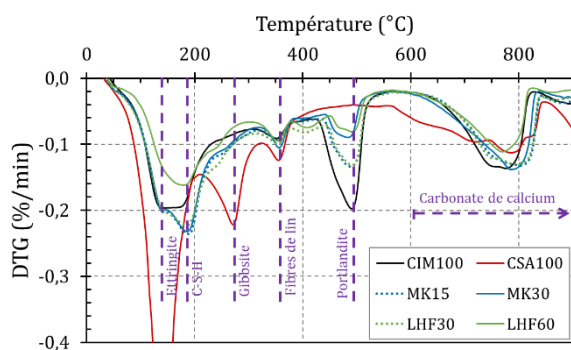
Après 90 jours de cure, le mortier CIM100 a une résistance à la flexion élevée mais une rupture fragile (Figure 9). Le comportement ductile post-pic présent à 28 jours n'est plus perceptible sur les courbes de CIM100. Les fibres ne permettent donc plus d'apporter une ductilité au composite soumis à la flexion. L'hydrolyse alcaline des fibres de lin au sein de la matrice cimentaire et la minéralisation de celles-ci sont très probablement à l'origine de cette perte de ductilité [RAM 10]. Concernant les mortiers avec 30 % ou 60 % de LHF, les courbes de flexion ne présentent pas

de déformation post-pic notable. Le laitier ne semble donc pas être un liant de substitution au ciment Portland suffisamment efficace pour empêcher la dégradation des fibres. D'autres auteurs ont abouti aux mêmes conclusions concernant le remplacement du ciment par du laitier de haut fourneau sur des composites cimentaires à renfort de fibres de sisal ou de coco [TOL 03]. Ces auteurs attribuent ces résultats à la diminution insuffisante de l'alcalinité de la solution interstitielle. Cependant, après 90 jours de cure, le métakaolin semble plus efficace que le laitier malgré des taux de substitution plus faibles. On note d'ailleurs que plus le taux de substitution augmente, plus les courbes présentent un comportement ductile important après l'apparition de la première fissure. Pour finir, le mortier fabriqué avec 100% de ciment sulfo-alumineux (CŠA100) a un comportement post-pic après 90 jours de cure semblable à celui observé à 28 jours. Ce mortier est le seul pour lequel la résistance à la flexion post-pic dépasse la résistance à l'apparition de la première fissure. Ceci témoigne d'une bonne adhésion entre la fibre et la matrice.

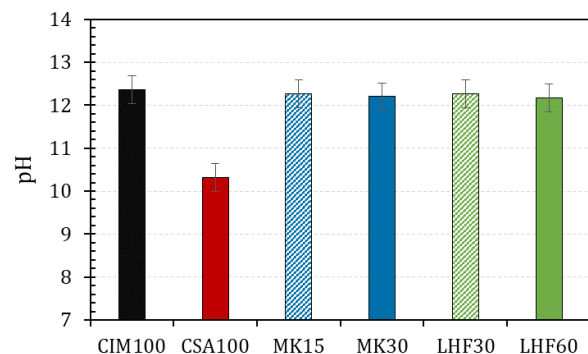
Les courbes contrainte-déplacement des essais de flexion menés après 320 jours de cure confirment les observations faites sur les mortiers LHF (Figure 10). On note également que les mortiers fabriqués avec du métakaolin ont perdu en ductilité. En effet, le mortier MK15 a un comportement quasi-fragile. Le mortier MK30 semble conserver une ténacité significative, qui est cependant très inférieure à celle que l'on pouvait estimer sur les courbes à 90 jours. Il semblerait donc que le métakaolin ne permette pas d'éviter la dégradation des fibres de lin. Toutefois, il permet de ralentir considérablement cette dégradation par rapport à une matrice composée exclusivement de ciment Portland. En revanche, le mortier CŠA100 conserve après 320 jours de cure une ductilité très importante, et une contrainte de flexion post-pic qui dépasse la résistance à l'apparition de la première fissure. Ceci reflète un bon état de l'interface fibre/matrice et augure une bonne durabilité du composite.

### 3.2.3. Analyses thermogravimétriques et mesure du pH

Des analyses thermogravimétriques ont été faites sur ces mortiers après 90 jours de cure (Figure 11). On peut retrouver en violet sur ce graphique les différents pics caractéristiques des matériaux cimentaires. Pour les mortiers incorporant partiellement du laitier de haut fourneau ou du métakaolin, on observe des pics endothermiques aux mêmes températures que pour le mortier CIM100. Les mortiers MK15, MK30 et LHF30 présentent les pics de l'ettringite et des C-S-H semblables à ceux de CIM100. La substitution du ciment Portland jusqu'à 30% n'a donc pas atténué fortement les quantités d'ettringite et de C-S-H formées. Toutefois, les quantités d'ettringite et de C-S-H plus sont faibles pour le mortier LHF60. Il est probable que ce taux de substitution soit trop élevé, la quantité de ciment Portland n'étant plus suffisante pour permettre l'activation du laitier [BER 09]. On note également pour MK et LHF que plus le taux de substitution augmente, plus la quantité de Portlandite formée est faible. Ce résultat paraît logique puisque seul le ciment Portland va former le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . De plus, la réaction pouzzolanique consomme de l'hydroxyde de calcium, ce qui tend à faire diminuer la quantité de Portlandite formée [GAR 95]. Concernant le ciment sulfo-alumineux, la courbe DTG du mortier CŠA présente un pic très important aux alentours de 130 °C, ce qui correspond à l'ettringite, hydrate principal du clinker sulfo-alumineux. Sont également présents dans ce même diagramme, la déshydratation du gypse vers 140°C et la perte de masse principale du monosulfoaluminate de calcium hydraté vers 180°C [BER 09]. On notera également vers 265 °C, la décomposition de la gibbsite ( $\text{AH}_3$ ), hydrate spécifique de ce ciment. Le pic de la Portlandite, plus ou moins intense pour les autres mortiers, est totalement absent pour le mortier CŠA puisque son hydratation n'entraîne pas de formation d'hydroxyde de calcium.



**Figure 11.** Analyses thermogravimétriques (courbes DTG) des mortiers avec liants alternatifs.



**Figure 12.** pH des mortiers avec liants alternatifs après 320 jours de vieillissement.

Le pH des mortiers après 320 jours de cure a été mesuré ; les valeurs sont données dans la Figure 12. Le mortier CIM100, utilisant uniquement du ciment Portland comme liant a un pH de  $12,36 \pm 0,06$ . La substitution du ciment par du métakaolin (MK) ou du laitier de haut fourneau (LHF) ne permet pas une réduction significative du pH du mortier. Toutefois, le mortier CŠA100 a un pH beaucoup plus faible, égal à  $10,32 \pm 0,07$ .

#### 4. Conclusions

Dans le but de limiter la dégradation des fibres de lin dans les composites, trois solutions de traitements de surface pour les fibres ont d'abord été explorées : au plasma atmosphérique, un enrobage minéral au ciment/laitier et un enrobage à l'huile de lin. A l'état durci, l'ajout de fibres de lin dans apporte une ténacité importante aux mortiers, comparable à celle apportée par les fibres de verre. Toutefois, cet apport de ténacité par les fibres de lin diminue au cours du temps jusqu'à disparaître à moyen terme (90 jours). Aucun traitement n'a permis d'améliorer la durabilité des fibres de lin au contact de l'environnement fortement alcalin de la matrice cimentaire.

Devant ce constat, nous avons ensuite choisi de modifier la matrice cimentaire afin de diminuer son agressivité vis-à-vis des fibres de lin. Trois liants alternatifs ont donc été étudiés, avec différents taux de substitution par rapport au ciment Portland. Tout d'abord, l'utilisation de ces liants a modifié la cinétique de développement des résistances à la compression. Toutefois, après 90 jours de cure, les liants alternatifs permettent d'atteindre des résistances quasi-équivalentes à celles obtenues avec le ciment Portland. Ces liants alternatifs permettent de limiter plus ou moins la dégradation des fibres entre 28 et 90 jours. A long terme (320 jours), le ciment sulfo-alumineux, et le métakaolin (30 %) dans une moindre mesure, permettent au composite de conserver une ténacité importante en flexion. Cependant, le laitier de hauts fourneaux ne semble pas être efficace pour limiter la dégradation des fibres de lin. L'efficacité du ciment sulfo-alumineux pour améliorer le comportement sur le long terme des composites biofibrés a pu être confirmée par analyses thermogravimétriques et par mesure du pH. En effet, ce liant ne contient pas de Portlandite et est caractérisé par un faible pH (environ 10,3).

#### 5. Références

- [ABR 96] ABRAHAM C. J., « A solution to spontaneous combustion in linseed oil formulations », *Polymer Degradation and Stability*, vol. 54, n° 2-3, 1996, p. 157-166.
- [BER 09] BERGER S., Étude des potentialités des ciments sulfo-alumineux bélitiques pour le conditionnement du zinc : de l'hydratation à la durabilité, Thèse de doctorat, Université de Lille 1, 2009.
- [BRA 08] BRANDT A. M., « Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering », *Composite Structures*, vol. 86, n° 1-3, 2008, p. 3-9.
- [CHA 14] CHAFEI S., Influence de différents traitements sur les comportements rhéologique et mécanique d'un composite cimentaire mortier-fibres de lin, Thèse de doctorat, Université de Caen Basse-Normandie, 2014.
- [GAQ 13] GAQUERE L., LAZKO J., LANDERCY N., DAVID R., DANGREAU L., KHELIFI S., POUTCH F., « Amélioration des propriétés hydrophobes et ignifuges des isolants naturels à base de fibres de lin et de chanvre par traitement au plasma atmosphérique », *Actes de la 2<sup>ème</sup> édition du congrès scientifique et technique Ecobat*, Paris (France), 20-22 mars 2013, p. 137-147.
- [GAR 95] GARCIA-DIAZ E., Réactivité pouzzolanique des métakaolinites : corrélations avec les caractéristiques minéralogiques des kaolinites, Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, 1995.
- [LAZ 11] LAZKO J., DUPRÉ B., DHEILLY R. M., QUÉNEUDEC M., « Biocomposites based on flax short fibres and linseed oil », *Industrial Crops and Products*, vol. 33, n° 2, 2011, p. 317-324.
- [LEH 13] LE HOANG T., Etude de caractérisation du comportement de composites cimentaires incorporant des fibres courtes de lin, Thèse de doctorat, Université de Caen Basse-Normandie, 2013.
- [NOZ 12] NOZAHIC V., AMZIANE S., « Influence of sunflower aggregates surface treatments on physical properties and adhesion with a mineral binder », *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, vol. 43, n° 11, 2012, p. 1837-1849.
- [NOZ 12] NOZAHIC V., Vers une nouvelle démarche de conception des bétons de végétaux lignocellulosiques basée sur la compréhension et l'amélioration de l'interface liant/végétal, Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal – Clermont II, 2012.
- [PAG 16] PAGE J., KHADRAOUI F., BOUTOUIL M., GOMINA M., « Traitements des fibres de lin : influence sur l'hydratation d'un composite ciment-lin », *Actes des 34<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Liège (Belgique), 25-27 mai 2016.
- [RAM 10] RAMAKRISHNA G., SUNDARARAJAN T., KOTHANDARAMAN S., « Evaluation of durability of natural fibre reinforced cement mortar composite - A new approach », *ARNP Journal of Engineering and Applied Sciences*, vol. 5, n° 6, 2010, p. 44-51.
- [RAS 04] RÄSÄNEN V., PENTTALA V., « The pH measurement of concrete and smoothing mortar using a concrete powder suspension », *Cement and Concrete Research*, vol. 34, n° 5, 2004, p. 813-820.
- [SED 07] SEDAN D., Etude des interactions physico-chimiques aux interfaces fibres de chanvre/ciment - Influence sur les propriétés mécaniques du composite, Thèse de doctorat, Université de Limoges, 2007.
- [THU 14] THUAULT A., EVE S., BLOND D., BREARD J., GOMINA M., « Effects of the hygrothermal environment on the mechanical properties of flax fibres », *Journal of Composite Materials*, vol. 48, n° 14, 2014, p. 1699-1707.
- [TOL 00] TOLEDO FILHO R. D., SCRIVENER K., ENGLAND G. L., GHAVAMI K., « Durability of alkali-sensitive sisal and coconut fibres in cement mortar composites », *Cement and Concrete Composites*, vol. 22, n° 2, 2000, p. 127-143.

---

# Durabilité du béton de chanvre soumis à des cycles d'humidification-séchage

Delannoy G.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université Paris-Est, MAST/CPDM, IFSTTAR, 77447 Marne-la-Vallée Cedex 2, France : [guillaume.delannoy@ifsttar.fr](mailto:guillaume.delannoy@ifsttar.fr)

---

*RÉSUMÉ. Des matériaux à base de granulats végétaux, comme le béton de chanvre, sont utilisés pour améliorer l'isolation thermique, le confort acoustique et hygrothermique des bâtiments, tout en valorisant des ressources renouvelables. Cependant l'absence de données sur les performances à long terme du matériau est un frein au développement de cet isolant. L'objectif de cette étude portant sur la durabilité du béton de chanvre est d'identifier les mécanismes de vieillissement du matériau, en utilisant une approche pluridisciplinaire et multiéchelle. Deux formulations de bétons de chanvre sont ainsi soumises à deux types de conditions environnementales pendant 2 ans, avec comme facteurs de vieillissement la température et les variations d'humidité relative. L'évolution des propriétés fonctionnelles (thermiques, acoustiques et mécaniques) est suivie et reliée à l'évolution des propriétés microstructurales et chimiques. Les résultats montrent qu'en conditions normales de laboratoire, les propriétés du matériau sont maintenues. Le vieillissement accéléré permet d'observer des évolutions de propriétés fonctionnelles, qui proviennent d'une modification de la chimie du minéral et de la microstructure du végétal, avec un impact des microorganismes.*

*ABSTRACT. Vegetal aggregates-based materials, as hemp concrete, are used to improve thermal insulation, acoustical and hygrothermal performances for a better living comfort in buildings, by using renewable resources. Hemp concrete is frequently used. However, the lack of knowledge about its long-term performances is a limitation to the development of the material. Therefore, the objective of this study of durability is to identify the ageing mechanisms of hemp concrete by using a pluridisciplinary and multiscale approach. Two hemp concrete formulations are aged for two years under two different environmental conditions, the factors of ageing used are temperature and variations of relative humidity. The evolution of functional properties (thermal, acoustical and mechanical) is followed and related to the evolution of microstructure and chemistry of the different components. The results show that under static laboratory conditions, the properties of hemp concrete are stable with time. The accelerated ageing allows changes in the functional properties with time, due to modifications of the binder chemistry and of the microstructure of vegetal aggregates, with an action of microorganisms.*

*MOTS-CLÉS: béton de chanvre, matériau biosourcé, durabilité, vieillissement accéléré, mécanismes de vieillissement, multiéchelle.*  
*KEY WORDS: hemp concrete, biobased material, durability, accelerated ageing, ageing mechanisms, multiscale.*

---

## 1. Introduction

Le béton de chanvre est un matériau isolant utilisé pour ses propriétés thermiques, hygrothermiques et acoustiques [AMZ 17]. Il est composé de granulats végétaux, appelés chènevotte, qui sont enrobés et liés par une fine couche, inférieure à 0,5 mm, de liant minéral. La microstructure, et notamment la grande porosité de la chènevotte, apporte les propriétés fonctionnelles du matériau [DEL 17].

Un retour terrain important sur des constructions réelles [AQC 16] a permis d'identifier des problèmes de mise en œuvre dans les premières constructions, qui ont depuis été largement corrigés, notamment avec l'apparition de règles de construction [CeC 12]. La question de l'évolution des performances à long terme du matériau se pose donc maintenant. De premières études ont porté sur la durabilité de bétons de chanvre. Afin d'observer des évolutions de propriétés fonctionnelles ou de microstructures, des vieillissements accélérés sont utilisés à l'aide de variations d'humidité relative [ARI 16] [MAR 17a], des immersions dans l'eau [SEN 17] ou des cycles de gel-dégel [WAL 14] [SAS 15]. La présence d'eau est en effet un facteur à risque pour la durabilité du béton de chanvre. De plus, le caractère hydrophile de la chènevotte entraîne un gonflement des particules, et ainsi des contraintes à l'interface entre le granulat et le liant [NOZ 12]. De plus, en présence d'eau et de liants minéraux, un pH élevé peut être atteint au sein du matériau, ce qui engendre des dégradations alcalines, tout comme une minéralisation des végétaux [WEI 15]. La valeur d'humidité relative appliquée a aussi une incidence sur l'évolution du liant, et notamment sur la cinétique de carbonatation [CHA 15].

Des temps de vieillissement trop courts expliquent les faibles variations de propriétés observées pour les études de durabilité ayant choisi l'hygrométrie comme facteur de vieillissement [MAR 17b]. Néanmoins ce type de vieillissement est plus proche des conditions réelles d'utilisation du matériau, et n'implique pas des modifications de structure. En effet, une lixiviation de matières organiques ou minérales est observée lors des cycles d'immersion, qui correspondent plutôt à des conditions accidentelles de type dégât des eaux dans un bâtiment. C'est pour cette raison que l'étude présentée dans cet article utilise comme vieillissement accéléré des cycles d'humidification et de séchage, en appliquant des variations d'humidité relative, à température favorable au potentiel développement de microorganismes. Une approche multiéchelle et pluridisciplinaire permet de mettre en évidence et de relier les éventuelles évolutions de propriétés fonctionnelles (thermique, acoustique et mécanique) avec l'évolution des propriétés microstructurales et physicochimiques de bétons de chanvre. Afin d'étudier l'impact de la formulation sur l'ensemble des propriétés à long terme, deux liants, avec une composition chimique différente et couramment utilisés sur chantier sont retenus.

Dans un premier temps, la caractérisation des propriétés fonctionnelles, microstructurales et chimiques est présentée en fonction du temps, du type de vieillissement et du type de liant utilisé. Ensuite, l'analyse et le lien entre l'ensemble des propriétés du matériau sont discutés.

## 2. Matériaux et méthodes

### 2.1. Matériaux

Une chènevotte commerciale vendue pour une application d'isolation est sélectionnée pour cette étude.

Deux liants différents utilisés pour l'application béton de chanvre sont retenus :

- Un ciment naturel, appelé CN
- Un liant formulé à base de chaux, appelé FC

### 2.2. Fabrication et cure des bétons de chanvre

Les deux formulations de bétons de chanvre sont réalisées selon les règles de construction de Construire en Chanvre pour une formulation Mur. Le rapport Liant/Chènevotte est de 2, et le rapport Eau totale/Liant est de 1 [CeC 12]. Le béton de chanvre frais est inséré dans des moules et compacté manuellement pour obtenir une masse volumique à l'état frais de  $530 \text{ kg.m}^{-3}$ . Les éprouvettes sont démoulées à 7 jours, puis placées dans une pièce à 65% HR et  $20^\circ\text{C}$  pendant 83 jours pour permettre le durcissement et le séchage des éprouvettes. A l'issue de la période de cure, les éprouvettes ont une masse volumique d'environ  $350 \text{ kg.m}^{-3}$ . Les bétons de chanvre utilisant le ciment naturel ou le liant formulé à base de chaux sont respectivement appelés BC-CN et BC-FC.

### 2.3. Protocoles de vieillissement

Après la cure, les éprouvettes sont réparties en deux lots et sont placées dans deux conditions différentes de vieillissement pendant 2 ans.

- Le vieillissement servant de référence  $V_{Ref}$  permet de suivre l'évolution des propriétés du matériau sans contrainte particulière. Les éprouvettes sont placées dans une pièce à 50% HR et 20°C.
- Un vieillissement accéléré, appelé  $V_{HS}$ , est choisi en utilisant des cycles de variations d'humidité relative à température constante de 30°C dans une enceinte climatique. Une période d'humidification de 5 jours à 98% HR est appliquée, suivie d'une période de 2 jours de séchage à 40% HR.

Les propriétés du matériau sont mesurées avant le vieillissement ( $V_0$ ), puis à échéance régulière sur une période de 2 ans sur des éprouvettes préalablement séchées 48h à 40°C.

### 2.4. Caractérisations

La conductivité thermique  $\lambda$  est mesurée à l'aide d'un système de disque chaud (HotDisk). La sonde est placée entre deux éprouvettes de 4 cm d'épaisseur et 10 cm de diamètre.

Le coefficient d'absorption acoustique  $\alpha$  est mesuré à l'aide d'un tube de Kundt (Acoustitube AFD) sur une plage de fréquence de 250 à 2000 Hz, avec les éprouvettes utilisées en thermique.  $\alpha(f)$  est comprise entre 0 (aucune absorption) et 1 (totale absorption).

Les éprouvettes sont testées mécaniquement en compression sur des éprouvettes de 10 cm de diamètre et 20 cm de hauteur à l'aide d'une presse Zwick avec un déplacement contrôlé à 3 mm/min.

Une analyse des phases minérales est réalisée par analyse thermogravimétrique.

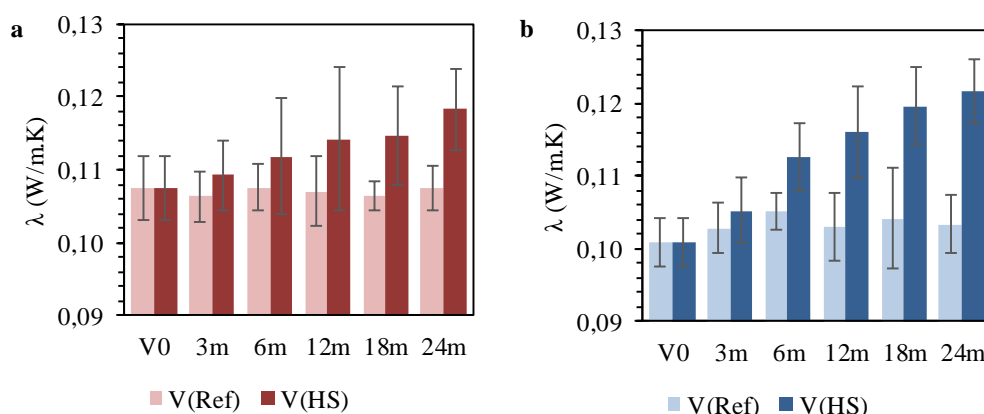
La porosité ouverte à l'air est mesurée à l'aide d'un porosimètre comme décrit dans [DEL 18].

Des observations de la microstructure sont réalisées à l'aide d'un microscope électronique à balayage FEI Quanta 400 en mode SE et BSE.

## 3. Résultats

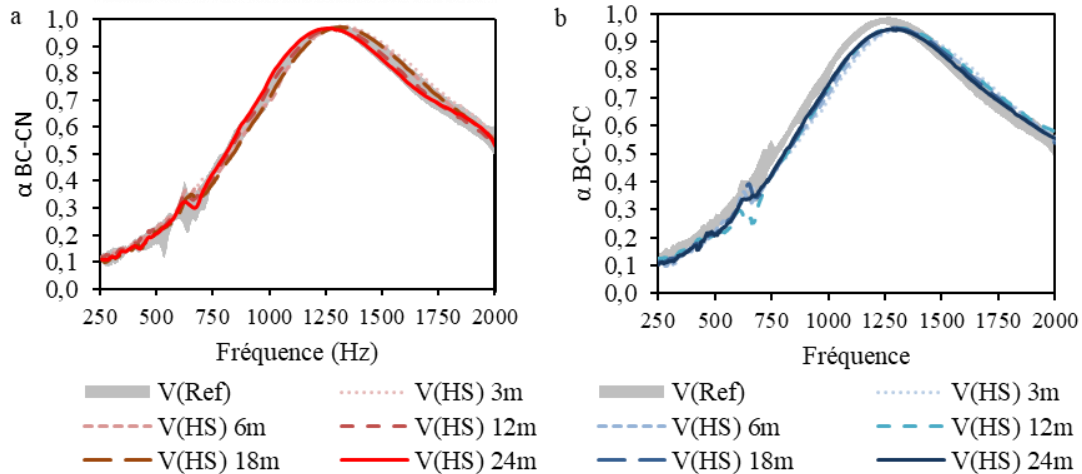
### 3.1. Propriétés fonctionnelles

Les résultats de conductivité thermique pour les deux formulations de bétons de chanvre et pour les deux types de vieillissement sont présentés Figure 1. Pour le vieillissement  $V_{Ref}$ , aucune variation de conductivité thermique n'est observée. En revanche avec le vieillissement  $V_{HS}$ , une augmentation de la conductivité thermique est visible. Cette augmentation est plus marquée pour BC-FC (19%) que pour BC-CN (7%).



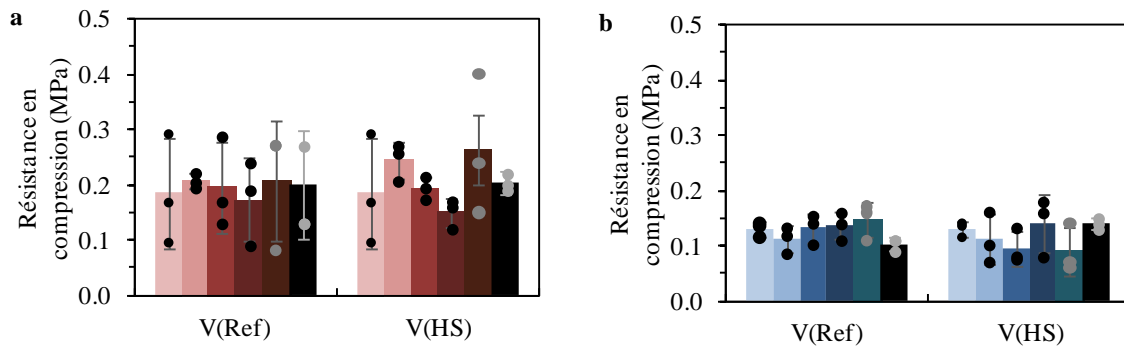
**Figure 1.** Conductivité thermique en fonction du vieillissement pour BC-CN (a) et BC-FC (b)

Le comportement acoustique des bétons de chanvre est présenté Figure 2. Pour les deux formulations, aucune différence n'est relevée pour  $V_{Ref}$ , les résultats sont donc représentés sous forme d'une aire représentant le fuseau de l'ensemble des mesures entre 0 et 24 mois. Pour le vieillissement  $V_{HS}$ , aucune variation significative n'est visible pour BC-CN. En revanche pour BC-FC, on observe un décalage de la courbe vers les basses fréquences, avec une diminution de la valeur maximale. Ce décrochage se passe entre 0 et 3 mois, les autres courbes ne variant pas de manière significative.



**Figure 2.** Coefficient d'absorption acoustique pour BC-CN (a) et BC-FC (b) soumis aux vieillissements  $V_{Ref}$  (faisceaux de courbes sur 24 mois) et  $V_{HS}$

Les résultats de résistance en compression des éprouvettes de bétons de chanvre sont présentés Figure 3. Au vu des résultats et de leur dispersion, aucune évolution du comportement mécanique n'est relevée. Comme discuté dans [DEL 18], les faibles résistances mécaniques observées proviennent d'une mauvaise hydratation des liants qui est inhibée par les molécules extractibles du chanvre, comme les sucres.

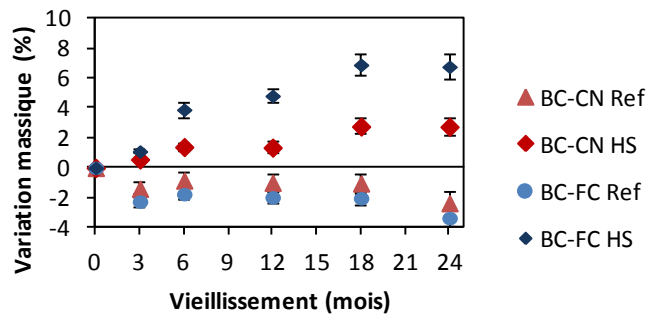


**Figure 3.** Moyennes (histogrammes) et valeurs mesurées (points) de la résistance en compression pour BC-CN (a) et BC-FC (b) soumis aux vieillissements  $V_{Ref}$  et  $V_{HS}$

### 3.2. Propriétés microstructurales

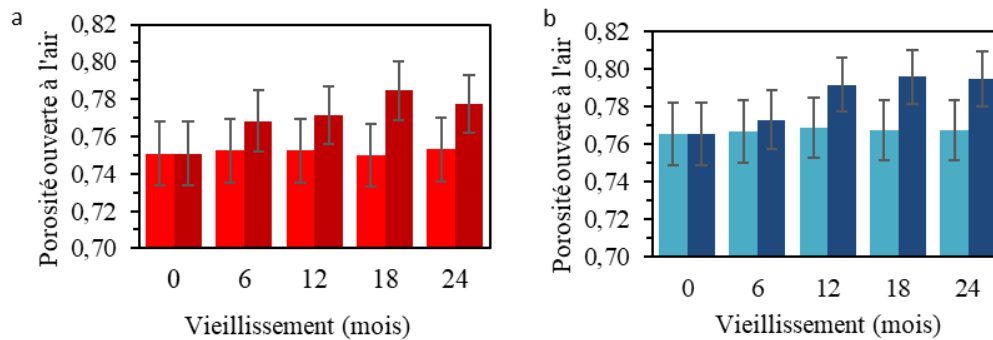
La variation massique des éprouvettes est présentée Figure 4. On observe dans un premier temps en vieillissement Ref une perte de masse entre 2% et 3% respectivement pour BC-CN et BC-FC. Cela est dû à la perte de particules lors des manipulations des échantillons. En revanche pendant  $V_{HS}$ , une augmentation de masse est visible au cours du temps et de manière plus marquée pour BC-FC. Cette augmentation a lieu jusqu'à 18 mois, puis la masse semble se stabiliser à 24 mois. En considérant la perte de masse due aux manipulations des éprouvettes observée sur  $V_{Ref}$ , la prise de masse d'un échantillon peut être estimée à 10% et 5% respectivement pour BC-FC et BC-CN.





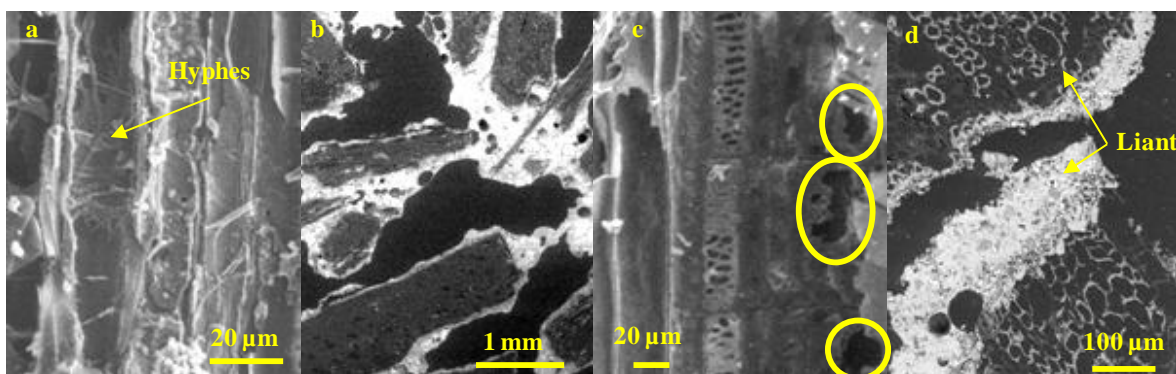
**Figure 4.** Variation massique d'éprouvettes de bétons de chanvre pour BC-CN et BC-FC soumis aux vieillissements  $V_{Ref}$  et  $V_{HS}$

La porosité ouverte à l'air est présentée Figure 5. Cette valeur est stable pour le vieillissement  $V_{Ref}$ . En revanche, la valeur de porosité ouverte augmente en  $V_{HS}$  pour BC-CN et BC-FC jusqu'à 18 mois, puis semble avoir atteint son maximum. Avec des valeurs de porosité ouverte initialement différentes, on observe que l'augmentation est d'un peu plus de 3% de porosité pour les deux formulations.



**Figure 5.** Porosité ouverte à l'air pour BC-CN (a) et BC-FC (b) soumis aux vieillissements  $V_{Ref}$  et  $V_{HS}$

Les observations au microscope électronique à balayage sur BC-CN (Figure 6-a et b) et BC-FC (Figure 6-c et d) sont réalisées sur des coupes longitudinales et transversales. Sur les coupes longitudinales, des hyphes sont visibles à l'intérieur de la chènevotte pour BC-CN ainsi que des perforations dans la structure de la chènevotte dans BC-FC.

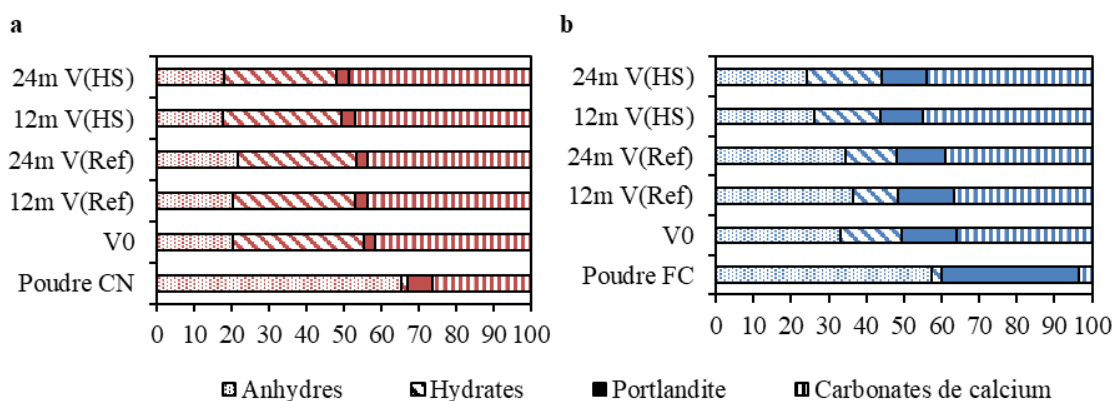


**Figure 6.** Images MEB en coupe longitudinale (mode SE) de BC-CN (a) et BC-FC (c) et en coupe transversale (mode BSE) de BC-CN (b) et BC-FC (d)

Les coupes transversales montrent une minéralisation importante de la chènevotte pour BC-FC (Figure 6-d), alors qu'elle est peu visible pour BC-CN (Figure 6-b).

### 3.3. Propriétés chimiques

La synthèse des résultats des analyses thermogravimétriques sur la partie minérale est présentée Figure 6 pour BC-CN (Figure 6-a) et BC-FC (Figure 6-b), sur la poudre de liant, à  $V_0$  et en fonction des vieillissements. On observe qu'entre la poudre de liant et les résultats à  $V_0$ , l'hydratation n'est complète ni pour CN ni pour FC, comme observé précédemment [DEL 18]. Pour BC-CN, on n'observe pas de différence entre  $V_0$  et  $V_{Ref}$  à 12 mois et 24 mois. Environ 20% du liant reste sous forme anhydre. En revanche, pendant le vieillissement  $V_{HS}$ , l'hydratation et la carbonatation du liant reprennent lentement. Pour BC-FC, l'hydratation est peu avancée à  $V_0$  et une majeure partie de la portlandite initiale a carbonaté. Comme pour le BC-CN, l'hydratation et la carbonatation ne progressent pas en  $V_{Ref}$  et reprennent pendant le vieillissement  $V_{HS}$ .



**Figure 7.** Résultats des analyses thermogravimétriques sur le liant de BC-CN et BC-FC, sur la poudre de liant,  $V_0$ , et  $V_{Ref}$  et  $V_{HS}$  à 12 et 24 mois

### 4. Discussion

Le vieillissement statique en conditions stables de laboratoire  $V_{Ref}$  et le vieillissement accéléré  $V_{HS}$  donnent des résultats différents.

#### Vieillessement $V_{Ref}$

A 50% HR et 20°C, on n'observe aucune évolution de propriétés fonctionnelles, que ce soit au niveau thermique, acoustique ou mécanique. Cela est expliqué par une conservation de la microstructure même après 2 ans de vieillissement dans ces conditions. La chènevotte ne semble pas se dégrader, et les conditions hygrothermiques du vieillissement ne permettent pas de reprendre l'hydratation et la carbonatation du liant. Le matériau est donc stable dans ces conditions.

#### Vieillessement $V_{HS}$

Avec le vieillissement  $V_{HS}$ , des évolutions de propriétés fonctionnelles, microstructurales et chimiques sont cette fois visibles.

Concernant la formulation de béton de chanvre à base de ciment naturel BC-NC, une augmentation de 7% de la conductivité thermique est mesurée (Figure 1-a), alors qu'aucune variation significative n'est observée pour le comportement acoustique ou mécanique (Figure 2-a et 3-a). L'étude de la microstructure nous montre une augmentation de la masse de 2% des éprouvettes (Figure 4), ainsi qu'une augmentation de la porosité de 3% (Figure 5). L'origine de cette prise de masse est la reprise de l'hydratation et de la carbonatation du liant qui ne sont pas complètes au terme de la période de cure et qui continuent pendant  $V_{HS}$ . La densification de la partie minérale est responsable de l'augmentation de la conductivité thermique, une pâte de chaux aérienne et une pâte de ciment ayant respectivement une conductivité thermique 3,6 et 6,8 fois supérieure à celle de la chènevotte [GOU 14].

En revanche, les phénomènes d'hydratation ou de carbonatation entraînent normalement une diminution de la porosité [CHA 15], ce qui n'est pas le cas ici. Une étude complémentaire sur le vieillissement de la chènevotte seule montre une augmentation de la porosité ouverte de l'ordre de 8% après 24 mois pendant  $V_{HS}$ , due principalement à une ouverture de pores initialement fermés par le gonflement des particules et par l'action de microorganismes

pouvant se développer au sein du matériau. Dans le cas de BC-CN, un développement de microorganismes est aussi visible à l'intérieur de la chènevotte sur BC-CN (Figure 6-a). Une perte de masse de la chènevotte due à la dégradation par les microorganismes peut être masquée par la prise de masse de la partie minérale. L'augmentation de porosité ouverte n'est pas aussi importante que pour la chènevotte seule, pouvant indiquer une dégradation de la structure de la chènevotte moins importante en présence de liant.

Concernant la formulation à base de chaux, BC-FC, une augmentation de 3% de la porosité ouverte à l'air est aussi mesurée, ainsi qu'une trace de l'impact des microorganismes sur la paroi cellulaire. La modification de structure de la chènevotte est donc similaire quelle que soit la formulation utilisée. En revanche, cette formulation entraîne une augmentation plus importante de la masse pendant  $V_{HS}$  (8% contre 3% pour BC-CN), et une augmentation de la conductivité thermique là aussi plus importante (19% contre 7% pour BC-CN). En effet les résultats d'ATG (Figure 6) nous montrent de plus grandes évolutions de la partie minérale, avec notamment une diminution de 10% du taux d'anhydres contre moins de 5% pour BC-NC, associé à une augmentation de 5% du taux de carbonates de calcium pour les deux bétons après 24 mois en  $V_{HS}$  comparé à 24 mois  $V_{Ref}$ .

Contrairement à BC-CN, le comportement acoustique de BC-FC évolue avec le vieillissement HS entre 0 et 3 mois, puis n'évolue plus jusqu'à 24 mois. La portlandite, fortement présente dans le liant formulé FC est un composé soluble dans l'eau. Les cycles d'humidification vont entraîner une dissolution de la portlandite, qui va ensuite migrer à l'intérieur de la porosité de la chènevotte [WEI 15]. Lors du séchage, cette portlandite va reprécipiter dans les pores des granulats. Cette minéralisation est majoritairement observée au MEB pour BC-FC, entraînant une diminution de la tortuosité, et donc une modification du comportement acoustique [GLE 12].

Il est donc possible d'estimer que deux phénomènes ont lieu simultanément pour les deux formulations : à la fois une densification de la partie minérale par reprise de l'hydratation et de la carbonatation avec  $V_{HS}$ , mais aussi une attaque des microorganismes au sein de la chènevotte, entraînant l'augmentation de la porosité ouverte.

La composition chimique du liant a une influence sur les propriétés à long terme du béton de chanvre. En effet, l'utilisation de chaux entraîne des modifications plus importantes dans la microstructure de la partie minérale, qui vont impacter les propriétés fonctionnelles telles que la conductivité thermique ou l'absorption d'eau.

En revanche, malgré la reprise d'hydratation et de carbonatation pendant le vieillissement  $V_{HS}$ , les propriétés mécaniques ne sont pas améliorées, quel que soit le liant. Il est possible qu'un gain de propriétés mécaniques apporté par la densification du liant soit contrebalancé par une dégradation de la chènevotte.

## 5. Conclusion

La première conclusion de cette étude est qu'à 50% HR et 20°C, aucune modification de propriétés fonctionnelles, microstructurales ou chimiques n'est observée pendant 2 ans. Quelle que soit la formulation, l'une à base de ciment naturel, l'autre à base d'un liant formulé à base de chaux, le matériau reste stable dans le temps dans ces conditions.

L'application d'un protocole de vieillissement accéléré de bétons de chanvre sous contrainte hygrique a permis de mettre en évidence des évolutions de propriétés fonctionnelles, microstructurales et chimiques sur les deux formulations. Deux grands mécanismes semblent opérer simultanément: une densification de la partie minérale par hydratation et carbonatation des liants au cours du vieillissement, mais aussi une dégradation de la chènevotte par des microorganismes. La densification de la partie minérale entraîne une augmentation de la masse des bétons, mais aussi de leur conductivité thermique. L'attaque de la chènevotte est elle visible par une augmentation de la porosité ouverte, la dégradation de la paroi végétale permettant l'accès à une porosité intraparticulaire initialement fermée.

La composition chimique des liants modifie les propriétés microstructurales des bétons de chanvre. La présence de chaux va notamment entraîner une plus grande modification de la partie minérale par carbonatation et minéralisation des pores de la chènevotte. Ces modifications se répercutent sur les propriétés fonctionnelles. En effet, un changement de comportement acoustique n'est observé que pour la formulation à base de chaux, la portlandite étant soluble dans l'eau et sujette à une migration sous contrainte hydrique. Ce liant est aussi plus sensible à la carbonatation, associée à une prise de masse et donc à une augmentation de conductivité thermique plus importantes.

Enfin, aucune évolution des propriétés mécaniques n'est observée, les effets de la reprise d'hydratation et de carbonatation étant contrebalancés par une fragilisation du végétal.

## 6. Bibliographie

- [AMZ 17] AMZIANE S. & COLLET F., *Bio-aggregates Based Building Materials*, RILEM State-of-the-Art reports, vol. 23, 2017, Dordrecht, Springer.
- [AQC 16] AGENCE QUALITE CONSTRUCTION, « Isolants biosourcés : points de vigilance », 2016, ISBN : 978-2-35443-572-1 9782354435721.
- [ARI 16] ARIZZI A., VILES H., MARTIN-SANCHEZ I. and CULTRONE G., "Predicting the long-term durability of hemp-lime renders in inland and coastal areas using Mediterranean, Tropical and Semi-arid climatic simulations", *Science of Total Environment*, vol. 542, 2016, p. 757-770.
- [CeC 12] *Construire en chanvre – Règles professionnelles d'exécution*, SEBTP, 2012, Paris.
- [CHA 15] CHABANNES M., E. GARCIA-DIAZ E., CLERC L., BÉNÉZET J.-C., "Studying the hardening and mechanical performances of rice husk and hemp-based building materials cured under natural and accelerated carbonation", *Construction and Building Materials*, vol. 94, 2015, p. 105-115.
- [DEL 18] DELANNOY G., MARCEAU S., GLÉ P., GOURLAY E., GUÉGUEN-MINERBE M., DIAFI D., NOUR I., AMZIANE S., FARCAS F., "Influence of binder on the multiscale properties of hemp concretes", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, (in press), 2018, DOI: 10.1080/19648189.2018.1457571.
- [GLE 12] GLÉ P., GOURDON E., ARNAUD L., "Modelling of the acoustical properties of hemp particles", *Construction and Building Materials*, vol. 37, 2012, p. 801-811.
- [GOU 14] Gourlay E., Caractérisation expérimentale des propriétés mécaniques et hygrothermiques du béton de chanvre, Thèse de doctorat, Université de Lyon, 2014.
- [MAR 17] MARCEAU S., GLÉ P., GUÉGUEN-MINERBE M., GOURLAY E., MOSCARDELLI S., NOUR I., AMZIANE S., « Influence of accelerated aging on the properties of hemp concretes », *Construction and Building Materials*, vol. 139, 2017, p. 524-530.
- [MAR 17-b] MARCEAU S. and DELANNOY G., "Durability of Bio-based concretes" in *Bio-aggregates Based Building Materials*, RILEM State-of-the-Art reports, vol. 23, 2017, p. 167-187, Eds. Amziane S. and Collet F., Dordrecht, Springer.
- [NOZ 12] NOZAHIC V., Vers une nouvelle démarche de conception des bétons de végétaux lignocellulosiques basée sur la compréhension et l'amélioration de l'interface liant / végétal, Thèse de doctorat, Université de Clermont-Ferrand, 2012.
- [SAS 15] SASSONI E., MANZI S., MOTORI A., MONTECCHI M., CANTI M., "Experimental study on the physical-mechanical durability of innovative hemp-based composites for the building industry", *Energy and Building*, vol. 104, 2015, p. 316-322.
- [SEN 17] SENTENAC C., SONEBI M., AMZIANE S., "Investigation on the performance and durability of treated hemp concrete with water repellent", *Proceedings of the 2nd International Conference on Bio-based Building Materials*, Clermont-Ferrand, 21-23 juin 2017, p. 20-28.
- [WAL 14] WALKER R., PAVIA S. and MITCHELL R., "Mechanical properties and durability of hemp-lime concretes", *Construction and Buildings Materials*, vol. 61, 2014, p. 340-348.
- [WEI 15] WEI J., MEYER C., "Degradation mechanisms of natural fiber in the matrix of cement composites", *Cement and Concrete Research*, vol. 73, 2015, p. 1-16.

---

# Développement de composites bio-sourcés destinés à l'isolation des bâtiments

Marie Viel<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Rennes, Laboratoire Génie Civil et Génie Mécanique, BP 90422, Rennes, France  
marie.viel@univ-rennes1.fr

---

*RÉSUMÉ. Le but de ces travaux est de développer des panneaux bio-sourcés ayant de bonnes propriétés hygrothermiques, une faible énergie grise ainsi qu'une faible empreinte carbone. Cette étude est l'une des problématiques posées par le projet Européen ISOBIO. La clé de l'innovation réside dans l'utilisation de granulats bio-sourcés issus de l'agriculture locale (chènevottes, anas de lin, paille de blé, paille de colza, rafles de maïs), mélangés à un liant vert (extraction réalisée sur les agro-ressources ou sous-produit de l'industrie) afin de fabriquer des composites les moins impactants possible pour l'environnement. Des échantillons sont produits afin de les caractériser d'un point de vue thermique et hygrique et ainsi identifier le meilleur mélange liant/granulats. Les composites développés montrent des propriétés thermiques et hygriques intéressantes. Ils ont une faible conductivité thermique allant de 67 à 148 mW.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> en fonction du mélange liant/granulats. Ils sont également d'excellents régulateurs hygriques (MBV > 2 g/(m<sup>2</sup>.%RH)). Ces résultats suggèrent que les composites développés peuvent être utilisés comme matériaux de construction, chaque composition pouvant être adaptée en fonction de l'utilisation souhaitée. En effet, certains composites seraient plus adaptés à la production de produits d'isolation thermique alors que d'autres le seraient plus dans le cas de panneaux de parement intérieurs.*

*ABSTRACT. This work aims to develop new bio-based materials with good hygrothermal properties, low embodied energy and low carbon footprint. This study is one of problematic issue involved by the European project ISOBIO. The use of bio-based aggregates from the local culture (hemp shiv, flax shiv, wheat straw, rape straw, corn cobs), mixed with a green binder (extraction carried out on agro-resources or by-products of industry) to produce composites with the least impact on the environment, is the key to innovation. Specimens are produced to characterize thermal and hygric properties of developed composites and to identify the best mixture between aggregate and binder. They show interesting thermal and hygric properties. They have low thermal conductivity ranging from 67 to 148 mW.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> and depending on the mix (aggregate with binder). They are excellent hygric regulators (MBV >2 g/(m<sup>2</sup>.%RH)). These results suggest that developed composites can be used as building materials but not for the same types of use. In fact, some composites would be more suitable for thermal insulating products and others would better suit to indoor facing panels.*

*MOTS-CLÉS : Matériaux d'isolation thermique, Chènevottes, Rafles de maïs, Liants verts, Valeur Tampon Hygrique, Conductivité thermique.*

*KEYWORDS: Thermal insulation materials, Hemp shiv, Corn cob, Green binders, Moisture Buffer Value, Thermal conductivity.*

---

## 1. Introduction

Cette étude fait partie du projet européen ISOBIO qui vise à développer de nouveaux matériaux d'isolation biosourcés. L'objectif est de réduire l'énergie grise des matériaux tout en réduisant les besoins énergétiques totaux des bâtiments et en assurant un excellent confort hygrothermique aux utilisateurs. Deux types de produits sont développés dans le cadre du projet : un panneau isolant rigide ainsi qu'un isolant biosourcés à mettre en œuvre sur site. Le projet se concentre sur l'évaluation des agro-ressources en tant que granulats biosourcés et en tant que source de liants pour produire des composites entièrement biosourcés. Cinq types d'agro-ressources sont considérés : le chanvre, le lin, le colza, le blé et le maïs. Il s'agit de déchets agricoles ou de co-produits qui sont disponibles sous la forme de pailles, d'anas, de chènevottes, de fibres ou de poussières.

Les panneaux de paille compressés constituent une base de réflexion intéressante. Dans un tel cas aucun liant supplémentaire n'est nécessaire pour assurer un minimum de cohésion entre les granulats. La matière première est juste nettoyée et comprimée entre deux plaques chauffantes où elle subit un traitement hydrothermal à 200°C (comme le procédé STRAMIT [GLA 87]). La cohésion du matériau obtenu est alors assurée par la lignine libérée (entre 8 et 17 %), l'hémicellulose (entre 28 et 33 %) et la cellulose (entre 33 et 42 %) de la paille de blé [SUN 00]. Sur la base de cette observation, il est possible d'utiliser les composants contenus dans les granulats biosourcés pour formuler un liant vert. Le travail effectué initialement a permis d'évaluer la capacité des chènevottes à être collées par la paille de blé en utilisant le même processus de thermocompaction. La chènevotte a été mélangée avec de la paille de blé broyée infusée ou une infusion de paille broyée, à l'aide d'un mélangeur de laboratoire pour obtenir des composites biosourcés. Plusieurs ratios ont été testés; il a été montré que la paille de blé permettait une bonne cohésion du composite lorsque le mélange sec comprenait au moins 15 % de paille de blé [COL 17].

Dans l'esprit des panneaux de paille évoqués ci dessus, cette étude a pour but de développer des composites biosourcés devant servir de panneau d'isolation rigide. Deux types de granulats sont considérés : les chènevottes et les résidus de rafles de maïs (obtenus après traitement alcalin des rafles de maïs) sélectionnés en raison de leurs bonnes propriétés hygriques. Ensuite, six liants verts sont utilisés et comparés. Deux liants verts sont obtenus suite aux extractions réalisées sur les rafles de maïs et sur les fines de lin. Les autres liants proviennent de l'industrie comme la liqueur noire (sous-produit de l'industrie papetière), la mélasse (sous-produit de l'industrie sucrière), la lignine commerciale (sous-produit de l'industrie du bois) et le PLA (liant thermoplastique issu de ressources renouvelables). Des échantillons sont fabriqués afin de définir leurs performances hygrothermiques. Le but de ces caractérisations, en lien avec les objectifs en terme de réduction des besoins énergétiques des bâtiments et en terme de confort hygrothermique des utilisateurs, est d'identifier le meilleur mélange liant/granulats.

## 2. Matériel et méthode

### 2.1. Matières Premières

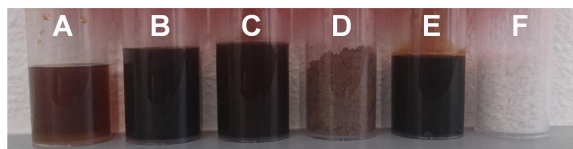
#### 2.1.1. Liants

Six types de liants sont considérés dans cette étude. Tous les liants sont présentés Figure 1. Deux liants biosourcés sont développés à partir de la valorisation des agro-ressources fournies dans le cadre du projet. Trois autres proviennent de la valorisation des déchets industriels. Le dernier liant est un liant industriel fabriqué à partir de ressources renouvelables.

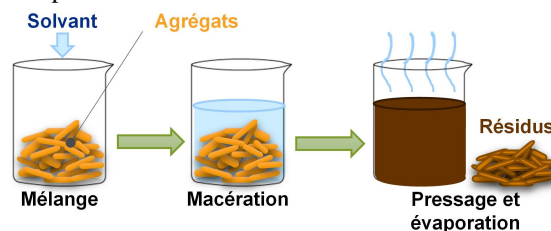
A partir de l'étude préliminaire [COL 17], un liant vert est développé en procédant à l'extraction des solubles des différentes agro-ressources. Cette méthode est étudiée dans un premier temps dans le cas de la paille de blé. Le processus d'extraction consiste à laisser macérer la paille de blé dans un solvant pendant plusieurs heures. Ensuite, la paille de blé est pressée afin de recueillir tout le solvant de l'extraction. Le solvant est partiellement évaporé afin de contrôler la concentration de la solution (Figure 2). Plusieurs essais sont réalisés pour identifier les conditions d'extraction optimales. En effet, pour le processus d'extraction, de nombreux facteurs peuvent affecter le rendement comme le temps de macération, la taille des granulats, la nature du solvant ou encore la concentration de solvant. A la suite de ces observations, des conditions optimales sont identifiées pour un rendement de 50 % lors d'une macération dans un solvant alcalin pendant 4 heures à 90°C. Ce processus est ensuite appliqué à chaque matière première fournie par la CAVAC, partenaire industriel du projet ISOBIO [VIE 17]. Deux matières premières sont identifiées comme étant les meilleures pour cet usage : les rafles de maïs et les fines de lin (respectivement liants A et B sur la Figure 1).

Trois autres liants sont issus de l'industrie comme la liqueur noire (déchets du papier, liant C sur la Figure 1), la mélasse (sous-produit de l'industrie sucrière, liant D sur la Figure 1) et la lignine commerciale (sous-produit de l'industrie du bois, Biochoice® en poudre, liant E sur la Figure 1).

Le dernier liant est un thermoplastique biodégradable issu de ressources renouvelables : l'acide poly-lactique (PLA fourni par Galactic - Belgique, liant F sur la Figure 1). Ce polymère se caractérise par des propriétés mécaniques très élevées (résistance à la flexion de 17.8 MPa et résistance à la compression supérieure à 50 MPa, module d'élasticité de 3500 MPa) et une température de transition vitreuse d'environ 180°C. Le PLA est commercialisé sous forme de granules. Pour être utilisé, il est réduit en copeaux.



**Figure 1.** Les liants utilisés pour la formulation des différents composites : Extrait de rafles de maïs (A), Extrait de fines de lin (B), Liqueur noire (C), Lignine Biochoice® (D), Mélasse (E) et PLA (F)



**Figure 2.** Le processus d'extraction des agro-ressources

### 2.1.2. Granulats

Deux types de granulats bio-sourcés sont considérés dans cette étude (Figure 3).

La chènevotte est un produit commercial (Biofibat - CAVAC, France) couramment utilisé pour produire du béton de chanvre. Sa masse volumique apparente est d'environ 100 à 110 kg/m<sup>3</sup>. La largeur moyenne des particules (W50) est de 2.2 mm et la longueur moyenne (L50) est de 8 mm. La largeur maximale est de 5 mm et la longueur maximale est de 19 mm.

La rafle de maïs sert de support dans l'épi aux grains de maïs. Il s'agit d'un sous-produit de la culture du maïs. Sa masse volumique apparente est d'environ 390 kg/m<sup>3</sup>. La largeur moyenne des particules est de 3.78 mm et la longueur moyenne est de 5.15 mm. La largeur maximale est de 4.77 mm et la longueur maximale de 6.47 mm. Cet agrégat est utilisé pour fabriquer un liant vert à partir de ses composés solubles dans un solvant alcalin. Les résidus de rafles de maïs obtenus sont ensuite utilisés comme granulats pour la formulation de composites. Suite à l'extraction, la masse volumique apparente des résidus d'épis de maïs est d'environ 365 kg/m<sup>3</sup>.



**Figure 3.** Les Granulats utilisés pour la formulation des différents composites

## 2.2. Formulation et production des composites

Pour cette étude, deux types de granulats et six liants sont testés. Afin d'obtenir un grand nombre d'informations, une matrice d'Hadamard est utilisé comme plan d'expérience. Douze composites sont donc fabriqués afin que chaque mélange liant (extrait de rafles de maïs, extrait de fines de lin, liqueur noire, lignine BioChoice®, mélasse ou PLA) - granulats (chènevottes ou résidus de rafles de maïs) soit testé.

Les granulats biosourcés sont humidifiés à l'aide du liant qui a préalablement été mélangé dans de l'eau. Pour assurer une bonne cohésion, l'utilisation de 15 % de liant sec est nécessaire. Trois composites sont produits à partir du même mélange. Ce mélange est donc divisé en trois parts égales (A, B et C) et chaque part est introduite dans l'une des trois alvéoles du moule. Puis, chaque alvéole est compactée 5 fois à 0.25 MPa. Le moule est ensuite placé dans un four à 190°C pendant 2 heures. Les trois composites de dimensions 100 x 100 x 100 mm<sup>3</sup> sont démoulés une fois refroidis à température ambiante (Figure 4).

La Figure 5 montre les composites produits. Les composites mélasse/résidus de rafles de maïs et PLA/résidus de rafles de maïs n'ont pas été produits en raison de la mauvaise cohésion entre le liant et les granulats. Le Tableau 1 donne les masses volumiques apparentes des différents composites produits.



**Tableau 1.** Masse volumique apparente des composites en fonction de leur composition (Extrait de rafles de maïs (A), Extrait de fines de lin (B), Liqueur noire (C), Lignine Biochoice® (D), Mélasse (E) et PLA (F))

N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Granulats</b>	Chênevottes						Résidus de rafles de maïs			
<b>Liant</b>	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D
$\rho(kg/m^3)$	177.69	179.65	191.42	179.04	187.36	272.89	519.86	556.94	526.98	457.26
$\sigma(kg/m^3)$	2.37	5.68	0.90	1.26	1.38	18.95	9.80	9.69	5.38	0.93
<b>CoV (%)</b>	1.33	3.43	4.44	2.80	1.95	4.01	1.67	1.19	3.61	1.21

A l'exception du composite n°6, les composites à base de chènevottes ont des masses volumiques apparentes très proches de 177 à 191 kg/m<sup>3</sup>. Le composite à base de chanvre et de PLA (n°6) a la plus forte masse volumique apparente (273 kg/m<sup>3</sup>) parmi les composites à base de chènevottes. Les composites à base de résidus de rafles de maïs ont une masse volumique apparente beaucoup plus élevée que les composites à base de chènevottes, en raison de la masse volumique apparente beaucoup plus élevée des granulats. Les trois composites, avec les extraits issus des agro-ressources et la liqueur noire, ont des masses volumiques apparentes très proches allant de 520 à 557 kg/m<sup>3</sup>. Le composite à base de la lignine a la plus faible masse volumique apparente (457 kg/m<sup>3</sup>) parmi les composites à base de résidus de rafles de maïs.

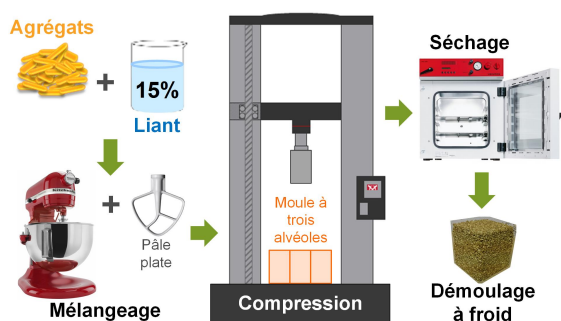


Figure 4. La production des composites



Figure 5. Les différents composites développés

### 2.3. Méthodes

#### 2.3.1. Caractérisation thermique

La mesure de la conductivité thermique, après séchage des échantillons à 60°C puis leur refroidissement à température ambiante dans des dessiccateurs avec gel de silice, est réalisée à l'aide de la méthode transitoire du fil chaud dans un dessiccateur. Cette méthode est basée sur l'analyse de l'augmentation de température en fonction du temps de chauffage.

$$\Delta T = \frac{q}{4 \cdot \pi \cdot \lambda} (\ln(t) + C) \tag{1}$$

Où  $\Delta T$  (°C) correspond à l'élévation de la température,  $q$  (W/m) correspond au flux de chaleur par mètre,  $\lambda$  (W.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>) correspond à la conductivité thermique,  $t$  (s) correspond au temps de chauffage et  $C$  est une constante incluant la diffusivité thermique du matériau.

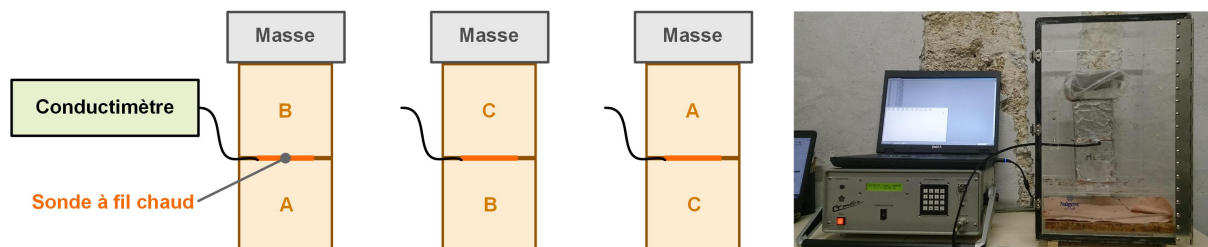


Figure 6. Mesure de la conductivité thermique

La mesure est effectuée lorsque le capteur est pris en sandwich entre deux échantillons. Pour assurer un bon contact (afin d'éviter la présence d'une lame d'air), une masse est posée sur l'échantillon du haut. Le flux de

chaleur et le temps de chauffage sont choisis afin d'atteindre une élévation de température suffisamment importante ( $> 10^{\circ}\text{C}$ ) et un coefficient de corrélation élevé ( $R^2$ ) entre les données expérimentales et la courbe d'ajustement. Dans cette étude, le dispositif commercial CT-Mètre est équipé d'un fil chaud de cinq centimètres de long. La puissance utilisée est de 142 mW (n° 1 à 4) ou de 205 mW (n° 5 à 10) et le temps de chauffage est de 120 secondes. Ces réglages permettent de répondre aux exigences précédentes (augmentation de température supérieure à  $10^{\circ}\text{C}$  et valeur  $R^2$  élevée). Selon le constructeur, la précision attendue est donc supérieure à 5 %. Pour chaque formulation, trois paires d'échantillons sont considérées en les combinant différemment (A & B, C & B et A & C, Figure 6). La conductivité thermique d'une paire d'échantillons est la moyenne de trois mesures avec un coefficient de variation (rapport de l'écart type à la valeur moyenne) inférieur à 5 %. La conductivité thermique d'une formulation est la moyenne des neuf mesures réalisées sur l'ensemble des paires d'échantillons.

### 2.3.2. Caractérisation hygrique

La caractérisation hygrique est basée sur la mesure de la valeur tampon hygrique (Moisture Buffer Value - MBV) des matériaux, qui caractérise leur capacité à modérer les variations d'humidité relative intérieure dans les bâtiments. Cette valeur est mesurée selon le protocole Nordtest [ROD 05]. Les échantillons sont étanchés sur toutes les surfaces sauf une. Après leur stabilisation à  $23^{\circ}\text{C}$ , 50 %HR, les échantillons sont exposés à une variation cyclique quotidienne de l'humidité relative ambiante (8 heures à 75 %RH et 16 heures à 33 %RH) dans une armoire climatique (Vötsch VC4060, Figure 7). Le MBV est ensuite calculé à partir de leur absorption d'humidité ainsi que leur désorption suivant l'équation suivante :

$$MBV = \frac{\Delta m}{RH_{haut} - RH_{bas}} \quad (2)$$

Avec le MBV ( $\text{g}/(\text{m}^2 \cdot \% \text{HR})$ ) qui correspond à la valeur du tampon d'humidité,  $\Delta m$  (g) qui correspond à l'absorption/la désorption de l'humidité lors du cycle, A ( $\text{m}^2$ ) qui correspond à la surface ouverte et  $RH_{haut/bas}$  (%) qui correspond à l'humidité relative haute ou basse.

La température et l'humidité relative sont mesurées en continu à l'aide d'un capteur SHT75 ainsi que le capteur de la chambre climatique. Le capteur SHT 75 est étalonné à  $23^{\circ}\text{C}$  avec du gel de silice (point zéro) et des solutions de sels saturés à 22.75, 32.90, 43.16, 58.20, 75.36, 81.20 et 97.42 %HR. L'humidité relative est ensuite corrigée à l'aide de l'équation suivante :

$$RH_{cor} = 0.0043.RH_{SHT75}^2 + 0.6096.RH_{SHT75} + 3.3458 \quad (3)$$

La vitesse d'air au voisinage des échantillons varie de 0.1 à 0.4 m/s pour la vitesse horizontale et est inférieure à 0.15 m/s pour la vitesse verticale. Les échantillons sont pesés hors de la chambre climatique cinq fois pendant la période d'absorption et deux fois pendant celle de désorption. La précision de lecture de la balance est de 0.01 g et sa linéarité est de 0.01 g. La précision de la valeur tampon hygrique est donc d'environ 5 %. Pour chaque formulation, le MBV est mesuré sur trois échantillons. Le MBV de la formulation est donc la valeur moyenne de ces trois mesures.

## 3. Résultats

### 3.1. Caractérisation thermique

Pour valider la pertinence de la méthode de mesure de la conductivité thermique, une photo de thermographie infrarouge est prise pour chaque échantillon immédiatement après la mesure. Pour tous les échantillons, l'empreinte thermique due au flux de chaleur généré par la sonde est visible sur la surface de l'échantillon, comme montré à titre d'exemples sur la Figure 8 pour les formulations n°5 (gauche) et n°8 (droite) pour lesquelles la puissance de chauffage est respectivement de 142 mW et 205 mW. L'empreinte thermique montre que ① : le flux de chaleur est resté dans l'échantillon au cours de l'essai et que ② : le volume sondé est représentatif du matériau. Ainsi, les mesures sont validées.

Le Tableau 2 rassemble la valeur moyenne, l'écart-type et le coefficient de variation de la conductivité thermique des composites étudiés. La Figure 9 permet de visualiser la conductivité moyenne en fonction de la masse volumique apparente des différents composites. Pour tous les tests, le coefficient de corrélation entre les données expérimentales et la courbe d'ajustement est supérieur à 0.9996. De plus, pour chaque composite, les valeurs expérimentales sont très proches les unes des autres. Le coefficient de variation est inférieur à 4 % entre les neuf mesures (trois paires d'échantillons et trois mesures par paire). Ce qui induit une grande confiance dans les valeurs de conductivité thermique.



Figure 7. Dispositif expérimental pour la mesure de la valeur tampon hygrique

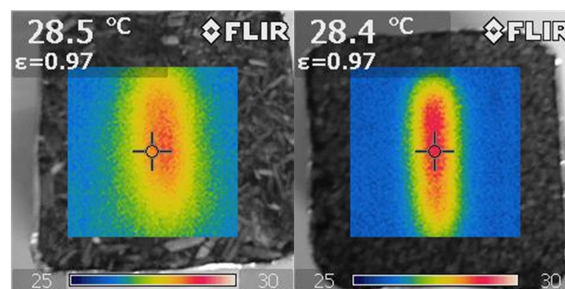


Figure 8. Photos de thermographie infrarouge des échantillons n°5 (à gauche) et n°8 (à droite) immédiatement après la mesure de la conductivité thermique

Tableau 2. La conductivité thermique des composites

N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\lambda$ (mW.m <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup> )	70.8	70.2	71.1	67.5	70.4	78.6	140.3	147.9	136.5	128.4
$\sigma$ (mW.m <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup> )	0.9	1.2	1.5	1.3	0.8	1.7	4.1	4.7	4.8	4.7
CoV (%)	1.22	1.75	2.05	1.88	1.18	2.18	2.92	3.2	3.55	3.66

Les conductivités thermiques des composites développés, à l'état sec, sont comprises entre 67.5 et 147.9 mW.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> tandis que celles des agro-ressources sont de 53.5 mW.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> pour les chènevottes et de 85.1 mW.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> pour les résidus de rafles de maïs. Les composites fabriqués à partir des chènevottes ont les conductivités thermiques les plus faibles (entre 67.5 et 78.6 mW.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>). Le composite réalisé avec du PLA a une conductivité thermique légèrement plus élevée que les autres fabriqués avec des chènevottes. Les composites obtenus à partir des résidus de rafles de maïs en tant que granulats ont des conductivités thermiques les plus élevées (entre 128.4 et 147.9 mW.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>). Le composite avec la lignine BioChoice® a une conductivité thermique légèrement inférieure à celle des autres composites réalisés avec des résidus de rafles de maïs. Comme montré sur la Figure 9, la conductivité thermique des composites augmente linéairement avec la masse volumique apparente. Le coefficient de corrélation de la courbe d'ajustement est très proche de 1. La pente de la droite de régression pour les composites (courbe jaune) est plus importante que la pente de la droite de régression pour les granulats (courbe verte). Ainsi, la conductivité thermique augmente plus rapidement avec la masse volumique apparente dans le cas des composites.

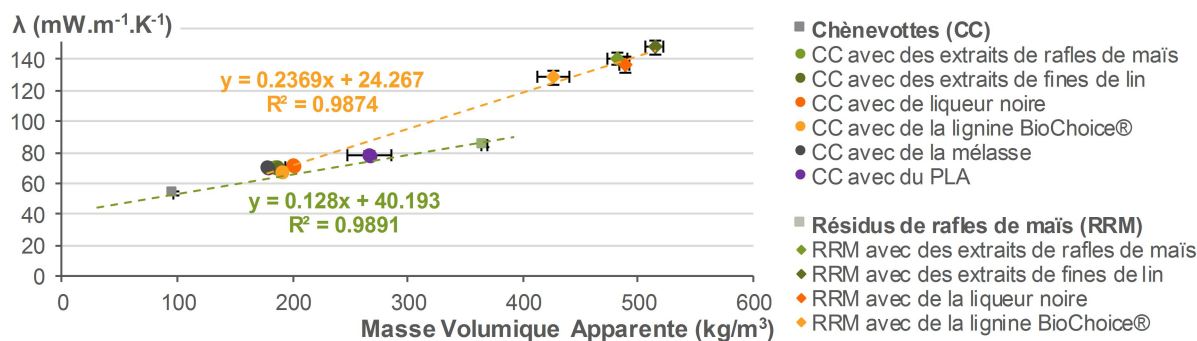
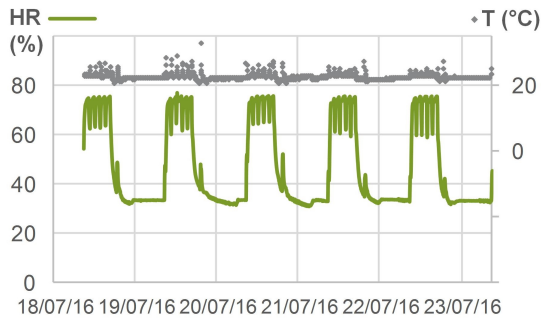


Figure 9. La conductivité thermique des composites et des granulats versus leur masse volumique apparente à l'état sec

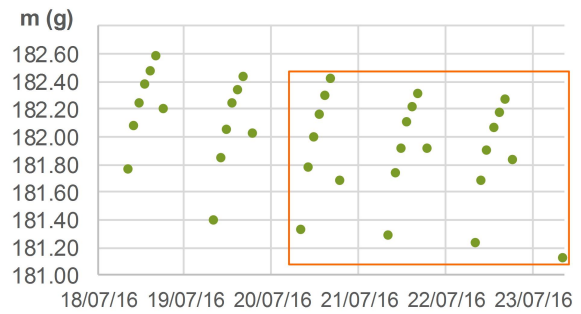
### 3.2. Caractérisation hygrique

La Figure 10 montre l'évolution de l'humidité relative ainsi que de la température ambiante dans la chambre climatique pendant l'essai MBV. La valeur moyenne de l'humidité relative est légèrement inférieure à 75 % pendant l'absorption (environ 71.4 %) et légèrement supérieure à 33 % pendant la désorption (environ 35.5 %) car la porte de la chambre climatique est régulièrement ouverte afin de peser les échantillons. A titre d'exemple, la Figure 11 donne l'absorption ainsi que la désorption d'humidité de l'échantillon n°1-A lors du test MBV. Pour tous les composites, la variation de masse est inférieure à 5 % entre deux cycles pour les cycles allant de 3 à 5. La valeur tampon hygrique est donc calculée à partir des cycles 3 à 5.

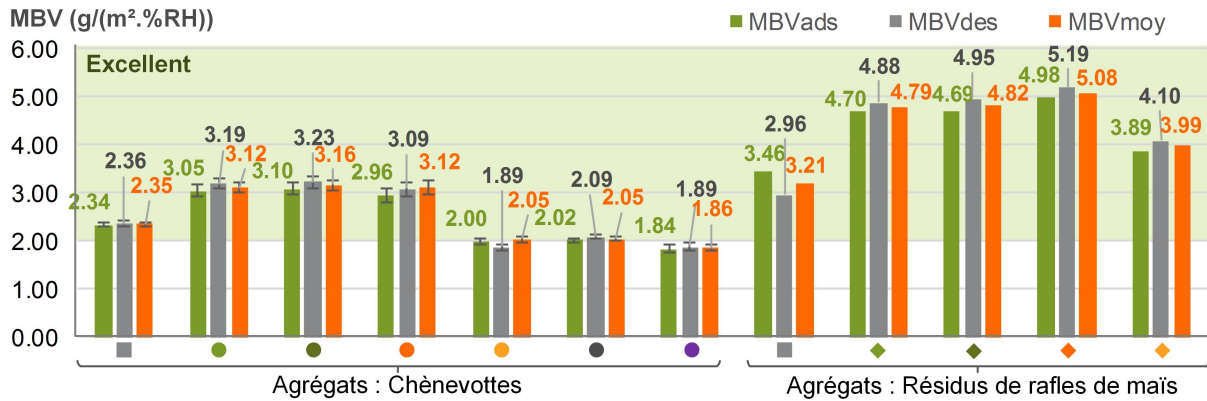
Les Figures 12 et 13 résument les valeurs MBV obtenues en absorption, en désorption ainsi qu'en moyenne. Les écarts-types sont faibles, conduisant à des coefficients de variation inférieurs à 4,5 %. La plage du MBV moyen va de 1.86 à 5.08 g/(m<sup>2</sup>.%HR). Selon la classification Nordtest [Rode 2005], seul le composite n°6 est un bon régulateur hygrique (1 < MBV < 2 g/(m<sup>2</sup>.%HR)). Les autres composites sont tous d'excellents régulateurs hygriques (MBV > 2 g/(m<sup>2</sup>.%HR)).



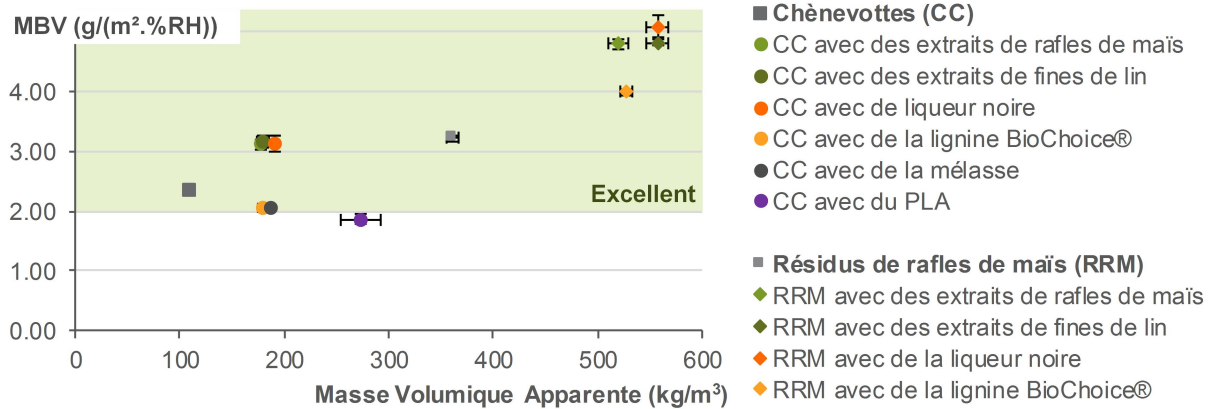
**Figure 10.** Contrôle de l'humidité relative ainsi que de la température dans la chambre climatique lors du test MBV



**Figure 11.** Absorption et désorption d'humidité pour l'échantillon n° 1-A



**Figure 12.** Valeurs MBV d'absorption, de désorption et moyenne des différents composites fabriqués



**Figure 13.** Valeur MBV (g/(m<sup>2</sup>.%HR)) moyenne des composites fabriqués versus leur masse volumique apparente

Pour un même liant, les composites fabriqués avec des résidus de rafles de maïs ont un meilleur MBV que les composites fabriqués avec des chènevottes. Ce résultat est cohérent avec les résultats préalablement obtenus dans le cas du vrac. En effet, les résidus de rafles de maïs ont également un meilleur MBV que les chènevottes dans le cas où la matière première est en vrac. Les liants extraits des rafles de maïs et des fines de lin ainsi que la liqueur noire conduisent aux valeurs MBV des composites les plus fortes pour les 2 types de granulat. En outre, ces valeurs sont plus élevées que dans le cas des granulats en vrac (composites à base de chanvre ~3.14 g/(m<sup>2</sup>.%HR) vs 2.35 g/(m<sup>2</sup>.%HR) pour les granulats et composites à base de résidus de rafles de maïs ~4.90 g/(m<sup>2</sup>.%HR) vs 3.21

g/(m<sup>2</sup>.%HR) pour les granulats). L'utilisation de la lignine Biochoice® conduit à des valeurs MBV des composites plus faibles que lors de l'utilisation des liants précédents. En effet dans le cas des résidus de rafles de maïs, la valeur MBV des composites est de 3.99 g/(m<sup>2</sup>.%HR) et est supérieure à celles de l'agrégat en vrac (3.21 g/(m<sup>2</sup>.%HR)). Alors que dans le cas des chènevottes, la valeur MBV des composites est de 2.05 g/(m<sup>2</sup>.%HR) et est inférieure à celle de l'agrégat en vrac (2.35 g/(m<sup>2</sup>.%HR)). La mélasse conduit à un résultat comparable. Enfin, le composite PLA/chanvre a le MBV le plus bas : 1.86 g/(m<sup>2</sup>.%HR) et est inférieur à celui des chènevottes en vrac (2.35 g/(m<sup>2</sup>.%HR)). La diminution de la capacité tampon hygrique de l'agro-ressource en vrac suite à sa transformation en composite est dû au choix du liant qui dans ces cas précis vient boucher les porosités des chènevottes. Ainsi, le MBV est essentiellement fonction du type d'agrégat ainsi que de son interaction avec le liant.

#### 4. Conclusions

Cette étude montre qu'il est possible de produire des composites entièrement biosourcés. En effet, utiliser ces mélanges de liants et de granulats est très intéressant du point de vue environnemental car l'agriculture locale est prioritaire. Ici, les sous-produits de l'agriculture et de l'industrie sont utilisés pour la production de liants verts et aucun additif n'est ajouté.

La masse volumique apparente des composites développés varie de 177 à 273 kg/m<sup>3</sup> lors de l'utilisation des chènevottes comme granulats et varie de 457 à 557 kg/m<sup>3</sup> dans le cas des résidus de rafles de maïs. La conductivité thermique varie de 67.5 à 147.9 mW.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>. Elle dépend principalement de la masse volumique apparente. Ainsi, les composites fabriqués avec les chènevottes ont une conductivité thermique plus faible que ceux fabriqués avec les résidus de rafles de maïs. Afin d'améliorer la conductivité thermique, il est envisageable de chercher à diminuer la masse volumique apparente des composites en diminuant la pression de compactage lors de la phase de compression. Les composites sont tous d'excellents régulateurs hygriques (MBV > 2 g/(m<sup>2</sup>.%HR)) sauf le composite réalisé avec du PLA, qui est toutefois un bon régulateur hygrique. Pour un même liant, les composites fabriqués avec des résidus de rafles de maïs ont un meilleur MBV que les composites fabriqués avec des chènevottes. De plus, l'utilisation de liant comme les extraits des résidus de rafles de maïs, les extraits des fines de lin ou encore la liqueur noire conduit à une valeur MBV des composites développés supérieure à celle des agro-ressources en vrac.

D'autres recherches sont encore nécessaires pour qualifier la durabilité et la résistance au feu de ces composites ainsi que pour étudier d'autres propriétés telles que les performances mécaniques. En effet, les propriétés mécaniques sont essentielles sur plusieurs points de vue: manipulation, découpe et résistance au cours de l'utilisation de tels composites qui ne présentent de toute façon pas de caractère porteur.

#### Remerciements

Ce projet a reçu un financement du programme de recherche et d'innovation Horizon 2020 de l'Union européenne en vertu de la convention de subvention n°636835 - L'auteur souhaite les remercier. La CAVAC, partenaire industriel du projet ISOBIO, est remerciée par l'auteur pour la fourniture des matières premières. Merci également à Tony Hautecoeur.

#### Bibliographie

- [COL 17] COLLET F., PRÉTOT S., LANOS C., "Hemp-Straw Composites: Thermal And Hygric Performances", *Energy Procedia*, vol. 139, p. 294–300, 2017.
- [GLA 87] GLASSCO R. B., NOBLE R. L., "Modular building construction and method of building assembly", mai 1987, International Classification E04B1/12, E04C2/16; Cooperative Classification E04C2/16; European Classification E04C2/16.
- [ROD 05] RODE C., PEUHKURI R. H., MORTENSEN L. H., HANSEN K. K., TIME B., GUSTAVSEN A., OJANEN T., AHONEN J., SVENNBERG K., ARFVIDSSON J., OTHERS, Moisture buffering of building materials, rapport, Technical University of Denmark, Department of Civil Engineering, 2005.
- [SUN 00] SUN R. C., TOMKINSON J., *Essential guides for isolation/purification of polysaccharides*, Academic Press: Lond, 2000.
- [VIE 17] VIEL M., COLLET F., LANOS C., "Chemical and hygrothermal characterization of agro-resources's by-product as a possible raw building material", Clermont-Ferrand, France, juin 2017.



---

# Modélisation de la durabilité des ouvrages béton : couplage carbonatation/chlorure

Schmitt Lucie<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup>Université de Toulouse, UPS, INSA, LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), 135 Avenue de Rangueil, F-31 077, FRANCE

<sup>2</sup>Cerib (Centre d'Etude et de Recherches de l'Industrie du Béton) 1 rue des longs réages 28233 Epernon Cedex, [lschmitt@cerib.com](mailto:lschmitt@cerib.com)

---

*RÉSUMÉ. La maîtrise et l'optimisation de la durabilité des structures en béton ainsi que la maintenance des ouvrages en béton existants constituent un enjeu important pour l'ensemble des acteurs de la profession. Un plan expérimental a été mis en place afin de caractériser les propriétés hydriques de quatre bétons ainsi que leur comportement vis-à-vis de la corrosion des armatures. Les propriétés discutées dans cet article sont la carbonatation et la désorption. Ces résultats vont conduire à l'optimisation et l'amélioration du modèle de durabilité SDReaM-crete développé par le Cerib et le LMDC. Ce modèle permet de simuler la carbonatation, la migration des ions chlorure mais aussi le couplage des deux phénomènes. Il est capable de modéliser le phénomène de dépassivation et la corrosion des armatures en tenant compte des cycles hydriques. Ce travail a pour but d'optimiser les épaisseurs d'enrobage lors de la conception d'ouvrage et de faciliter la maintenance des ouvrages existants. Cet article décrit le modèle SDReaM-crete ainsi que ses récentes améliorations. Les résultats expérimentaux obtenus sur les bétons étudiés sont présentés ainsi que des simulations réalisées avec SDReaM-crete.*

*ABSTRACT. Mastering and optimizing the durability of concrete structures and also the rehabilitation of concrete structures is a major challenge for all actors of the concrete construction field. An experimental program is conducted to get a characterization of the sorption properties of four concretes and their performances towards the main aggressive environments for the reinforcement corrosion. The evaluated durability properties are water absorption and carbonation. The project achievements are used to optimize and improve the durability model SDReaM-crete developed by Cerib and LMDC. This model can simulate the migration of chlorides, the combination of this migration with the mechanism of carbonation and the corrosion of reinforcing bars according to wetting-drying cycles. Finally, the present work aims to optimize the sizing of the cover thickness for new structures and to facilitate the lifespan prediction for existing structures. This paper describes the model SDReaM-crete and its recent improvements. Some experimental results and some interpretations as well as simulations made with SDReaM-crete are also presented.*

*MOTS-CLÉS: Béton, corrosion, modélisation, durabilité, enrobage.*

*KEY WORDS: Concrete, corrosion, modelling, durability, concrete cover.*

---

## 1. Introduction

La maîtrise et l'optimisation de la durabilité des structures en béton et des produits préfabriqués constituent un enjeu particulièrement important pour l'ensemble des acteurs de la profession. La corrosion des armatures du béton, due principalement à la carbonatation et/ou à la pénétration des ions chlorure est la première cause de perte de durabilité. De nombreuses recherches ont déjà été menées et sont encore en cours pour étudier et modéliser la carbonatation et la pénétration des ions chlorure dans le béton ainsi que la propagation de la corrosion [DUR 00][BAR04][AND 93]. Plusieurs auteurs ont montré que les produits de corrosion se développent en deux couches dont les propriétés ont pour chacune une influence particulière sur la vitesse de corrosion [LHO 09][CHI 05]. Dans sa thèse, Mai-Nhu [MAI 13] a développé un modèle de durabilité (SDReaM-crete) qui prend en compte le couplage entre la carbonatation et la pénétration des ions chlorure, les phénomènes de transferts hydriques ainsi que le transfert d'oxygène. Ce modèle est capable également de calculer la probabilité de dépassivation de l'armature due à la baisse du pH ou à la quantité d'ions chlorure ainsi que l'initiation de la corrosion.

Ce travail a pour but de développer SDReaM-crete en introduisant la modélisation de la double couche de produits de corrosion et d'étendre le domaine d'application du modèle aux bétons incorporant des liants composés. Pour répondre à ces objectifs, une campagne expérimentale a été mise en place pour caractériser les

propriétés de durabilité de quatre bétons. Cet article présente quelques résultats obtenus sur les bétons de l'étude, les récentes améliorations du modèle ainsi que des résultats de simulation réalisées avec SDRaM-crete.

## 2. Présentation du modèle

### 2.1. La pénétration des ions chlorure

Les armatures d'un béton sain sont naturellement protégées dans la matrice cimentaire par une couche passive d'oxydes. Lorsque les ions chlorure atteignent l'armature en quantité suffisante, les aciers sont dépassivés et la corrosion peut s'initier dans certaines conditions (oxygène disponible à la cathode et humidité suffisamment élevée). La concentration critique (appelée  $C_{crit}$ ) en ions chlorure nécessaire pour dépassiver les armatures varie selon la littérature [ANG 09] de 0,1 % (masse liant) à 8,34 % (masse liant). En présence de cycles hydriques (marnage) les ions chlorure pénètrent dans la matrice cimentaire à la fois par convection et par diffusion. La combinaison de ces deux phénomènes conduit à une pénétration plus rapide des chlorures dans la matrice cimentaire. Tout comme pour la carbonatation, les mouvements d'eau ainsi que le taux de saturation du béton jouent un rôle majeur dans le mécanisme de pénétration des ions chlorure.

La diffusion des ions chlorure dans la phase aqueuse est décrite par l'équation de conservation :

$$\phi Sr (\partial[Cl^-]/\partial t) = -\text{div}(\Phi_{Cl^-}) - \beta_{C-S-H} - \beta_{FS} + \beta_{FSCarbo} \quad [1]$$

Où  $\beta_{C-S-H}$  et  $\beta_{SF}$  sont respectivement les facteurs qui prennent en compte la fixation physique des ions chlorure aux C-S-H et la fixation chimique aux Afm pour former des sels de Friedel.  $\beta_{FSCarbo}$  est un terme source qui prend en compte la carbonatation des sels de Friedel à l'origine du relargage possible d'ions chlorure dans la solution interstitielle. La carbonatation des C-S-H et des Afm est aussi prise en compte dans le modèle : la capacité de fixation de ces hydrates étant fortement réduite lorsqu'ils sont carbonatés [WAN 12].

Le flux d'ions chlorure peut être décrit comme l'addition d'une partie diffusive et d'une partie convective (avec le mouvement de l'eau) :

$$\Phi_{Cl^-} = -D_{Cl^-} \text{grad}[Cl^-] + \Phi_{water} [Cl^-] \quad [2]$$

Où  $D_{Cl^-}$  varie avec le taux de saturation en eau du béton de la même manière que le coefficient de diffusion des ions carbonate [5].

### 2.2. Carbonatation

Le dioxyde de carbone ( $CO_2$ ) présent dans l'atmosphère sous forme gazeuse pénètre dans le réseau poreux du béton soit par l'intermédiaire de la phase liquide soit par l'intermédiaire de la phase gazeuse. Une fois dissout dans solution interstitielle du béton il réagit avec les hydrates pour former de la calcite. En consommant la réserve de basicité constituée par la portlandite, le processus de carbonatation a notamment pour effet d'abaisser le pH aux environs de 8,5 et de favoriser la dépassivation et la corrosion des armatures. La vitesse de carbonatation dépend de paramètres matériaux comme la porosité ou encore la quantité d'hydrates de la matrice cimentaire, ainsi que de paramètres environnementaux. En effet, le taux de saturation en eau des pores du béton joue un rôle très important sur la vitesse de carbonatation qui est maximale lorsque l'humidité relative de l'air est comprise entre 55 et 80 %.

On considère le transport du  $CO_2$  gazeux et la convection des ions carbonate dans l'eau liquide. Le  $CO_2$  est soluble dans l'eau sous forme d'acide carbonique puis d'ions carbonate dont la concentration s'écrit :

$$[CO_3^{2-}] = Q_1 (P_{CO_2}/RT) \quad [3]$$

Où  $Q_1$  est une fonction qui dépend du pH, des constantes d'équilibre de formation des carbonates et des bicarbonates et de la constante d'équilibre de dissolution du  $CO_2$  dans l'eau.  $P_{CO_2}$  est la pression partielle de  $CO_2$  dans l'atmosphère (Pa), T représente la température (K) et R la constante des gaz parfait (J/mol/K).

Le transport des ions carbonate en phase liquide est modélisé en considérant l'équation de conservation :

$$\phi Sr (\partial[CO_3^{2-}]/\partial t) = -\text{div}(\Phi_{CO_3^{2-}}) - \beta_{CaCO_3} + \beta_{CO_3^{2-}} \quad [4]$$

Où les facteurs  $\beta_x$  prennent en compte la réaction entre les calciums des hydrates et les ions carbonate,  $\phi$  représente la porosité et Sr le taux de saturation.

Le flux des ions carbonate peut être décrit de la même manière que celui des ions chlorure :

$$\Phi_{CO_3^{2-}} = -D_{CO_3^{2-}} (S=1) R_{dl} \text{grad}[CO_3^{2-}] + \Phi_{water} [CO_3^{2-}] \quad [5]$$



Où  $D_{CO_3^{2-}}(Sr=1)$  représente le coefficient de diffusion des carbonates dans la phase liquide,  $Rd$  est le coefficient de résistance à la diffusion des ions dans les milieux poreux (il dépend du taux de saturation) et  $\Phi_{water}$  représente la vitesse de l'eau.

Dans ses travaux Hyvert [HYV 09] a montré que la vitesse de carbonatation des C-S-H est moins rapide que celles des autres hydrates. Cette particularité est intégrée dans l'expression de la cinétique de formation de la calcite en fonction de la concentration en ions carbonate et en hydrates, par l'exposant  $n$  inférieur à l'unité :

$$\beta_{CaCO_3} = (1/\tau_2) [CO_3^{2-}] ([Ca_{CH}] + [Ca_{Afm}] + [Ca_{Aft}] + [Ca_{FS}]) + (1/\tau_2) [CO_3^{2-}]^n [Ca_{C-S-H}] \quad [6]$$

L'équation [6] prend en compte le calcium présent dans les sels de Friedel. La carbonatation des sels de Friedel est le premier élément du couplage entre la carbonatation et la pénétration des ions chlorure. Ce modèle prend aussi en compte la variation de la porosité due au phénomène de carbonatation des hydrates et peut estimer le pH de la solution interstitielle.

### 2.3. Transferts hydriques

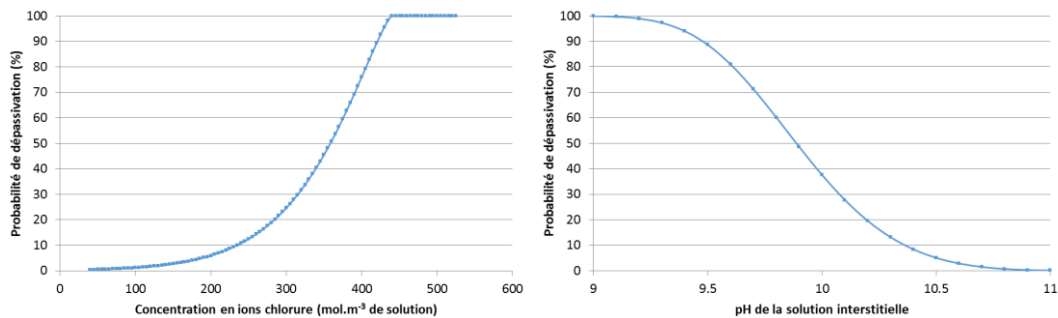
Le taux de saturation en eau du béton et les mouvements d'eau ayant une importance conséquente sur la carbonatation de la matrice cimentaire et sur la pénétration des ions chlorure il est indispensable de les prendre en compte pour évaluer la durabilité des bétons. Les transferts hydriques sont modélisés avec une équation de conservation de masse proposée par Ranaivomanana [RAN 10] :

$$[\rho_l \phi (\partial Sr / \partial h) + p_{vsat} (M_{H_2O} / RT) \phi (1 - Sr - h (\partial Sr / \partial h))] (\partial h / \partial t) \\ = \text{div} (\rho_l^2 (k_l / \eta^l) k_{rl} p_{vsat} (RT / M_{H_2O}) (1/h) \text{grad} h) + (M_{H_2O} / RT) R_d D \text{grad} h + \beta_{H_2O} \quad [7]$$

Où  $\beta_{H_2O}$  est un terme source qui prend en compte la libération d'eau due à la carbonatation de la portlandite.

### 2.4. Dépassivation

Dans le modèle SDReaM-crete, la dépassivation est probabilisée à partir du pH et de la quantité d'ions chlorure libres présents au niveau de l'armature (figure 1).



**Figure 1.** Evolution de la probabilité de dépassivation en fonction du pH de la solution interstitielle (à droite) et de la concentration en ions chlorure (à gauche) au voisinage des armatures.

On obtient alors des probabilités de dépassivation notées  $H^{Cl^-}$  et  $H^{pH}$  dans lesquelles la concentration en ions chlorure et le pH sont des variables aléatoires.

La fonction  $H$  [8] sera prise en compte dans le développement des produits de corrosion (paragraphe 3) :

$$H = \max (H^{pH}, H^{Cl^-}) \quad [8]$$

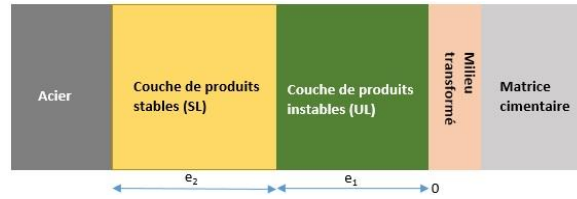
Cette expression de l'évolution de l'état de dépassivation tranche avec l'idée qu'il existe une concentration critique unique en ions chlorure à partir de laquelle on considère que les armatures sont dépassivées. Elle permet de prendre en compte le retour d'expérience, les observations réalisées sur des ouvrages réels et des expérimentations en laboratoire qui mettent en évidence les causes multifactorielles de la dépassivation des armatures (diminution du pH, qualité de l'interface béton/acier, défaut de surface sur l'armature, qualité du béton d'enrobage...), la concentration élevée en ions chlorure jouant un rôle « catalyseur » dans le processus de dépassivation des armatures.

## 3. Modélisation de la double couche de produits de corrosion

Dans leurs travaux, Chitty et L'Hostis [CHI 05] [LHO 09] ont montré que les produits de corrosion sont divisés en deux couches qui possèdent chacune des propriétés différentes. La première couche, en contact direct

avec l'armature, est appelée couche de produits denses, à la fois stable et de faible porosité. La seconde est la couche de rouilles vertes, instable et très poreuse. Elle est située entre la couche de produits denses et la matrice cimentaire (figure 2).

Lorsque la corrosion s'initie, la couche instable se forme puis réagit pour former la couche de produits denses d'une part et migre dans la matrice cimentaire d'autre part. Nguyen et al. [NGU 15] proposent un modèle qui considère ces deux couches de produits de corrosion et l'interaction entre elles en fonction de leurs propriétés.



**Figure 2.** Représentation schématique des deux couches de produits de corrosion.

La couche instable (dénommée UL) est réactive vis-à-vis de l'oxygène. La consommation d'oxygène dans cette couche dépend donc de sa porosité ( $\phi_{UL}$ ), de la surface spécifique de ses pores ( $s_{UL}$ ) et d'une constante cinétique ( $k_{UL}$ ) :

$$(d[O_2]/dt) = D_{UL} \text{div}(\text{grad}[O_2]_i) - k_{UL} s_{UL} \phi_{UL} [O_2]_i = 0 \quad [9]$$

La couche stable (dénommée SL) n'est pas réactive vis-à-vis de l'oxygène, le transport est uniquement diffusif dans cette couche :

$$(d[O_2]/dt) = D_{SL} \text{div}(\text{grad}[O_2]_i) = 0 \quad [10]$$

Où  $D_{UL}$  et  $D_{SL}$  sont respectivement les coefficients de diffusion de l'oxygène dans les couches non stable et stable. On considère que l'on est en régime permanent car l'épaisseur du béton est très grande devant l'épaisseur des produits de corrosion formés.

Pour la résolution des équations [9] et [10], deux hypothèses sont avancées :

- L'oxygène ne peut pas pénétrer dans l'acier donc le flux d'oxygène à  $x = e_2$  est nul.
- Il y a continuité entre les deux couches.

Les concentrations en oxygène dans les couches instables ( $x = [0, e_1]$ ) et stables ( $x = [e_1, e_2]$ ) sont données par les équations [11] et [12] :

$$[O_2]_{UL} = [O_2]_{\text{out}} \cosh(x/\lambda_{UL}) + \gamma \lambda_{UL} [O_2]_{\text{out}} \sinh(x/\lambda_{UL}) \quad [11]$$

$$[O_2]_{SL} = [O_2]_{\text{out}} [(e_2/\lambda_{UL}) \sinh(e_1/\lambda_{UL}) + e_2 \gamma \cosh(e_1/\lambda_{UL}) + \cosh(e_1/\lambda_{UL}) + \gamma \lambda_{UL} \sinh(e_1/\lambda_{UL})] \quad [12]$$

Où  $\lambda_{UL}$  est une constante qui dépend de  $D_{UL}$ ,  $k_{UL}$  et  $s_{UL}$  et  $\gamma$  une fonction qui dépend de  $\lambda_{UL}$ ,  $e_1$ ,  $e_2$  et  $D_{SL}$ .

À l'interface entre les produits de corrosion et l'acier ( $x = e_2$ ), le flux d'oxygène dépend de la concentration en oxygène de manière linéaire :

$$W_{O_2,SL} = k_{SL} S_r \phi_{SL} (RT/K_H) [O_2]_{SL} \quad [13]$$

Où est  $k_{SL}$  une constante cinétique et  $K_H$  la constante de Henry.

L'oxygène est consommé dans la couche de produits instables donc la quantité d'oxygène réduite dans cette couche peut être calculée en intégrant le terme puit de l'équation 11 :

$$W_{O_2,UL} = k_{UL} S_r \phi_{UL} (RT/K_H) \int_0^{e_1} [O_2]_{UL}(x) dx \quad [14]$$

Enfin, la croissance des produits de corrosion peut être calculée en se basant sur les travaux de Huet et Chitty [HUE 07] [CHI 08]. La formation de la couche de produits denses dépend de la transformation des rouilles vertes en produits stables et de la quantité d'oxygène disponible :

$$\Delta e_{SL} = H (4/3) (M_{Fe}/\rho_{Fe}) W_{O_2,SL} \Delta t \quad [15]$$

La croissance de la couche de produits non stables dépend de la quantité d'oxygène qui provient de l'extérieur et de la transformation des produits non stables en produits stables. De plus, une partie des produits non stables migrent vers la matrice cimentaire (définie par le facteur  $\alpha_{MT}$ ).

$$\Delta e_{UL} = H (4/3) (M_{Fe}/\rho_{Fe}) [W_{O_2,UL} (1 - \alpha_{MT}) - W_{O_2,SL}] \Delta t \quad [16]$$

Dans [15] et [16], H représente la probabilité de dépassement de l'armature [8]. L'épaisseur de produits de corrosion est ensuite la somme de l'épaisseur de la couche stable et de la couche non stable [15] et [16].

#### 4. Résultats expérimentaux et application du modèle SDReaM-crete

##### 4.1. Formulation des bétons

Les formulations des bétons de l'étude sont présentées dans le tableau 1.

**Tableau 1.** Composition des bétons étudiés.

Constituants	Unités	F1	F2	F4	F5
CEM I 52.5 N	kg/m <sup>3</sup>	324	242	404	309
Filler calcaire		39	10	64	10
Laitier de haut fourneau		0	124	0	129
Sable 0/4		942	931	937	923
Gravillons 4/8		770	762	767	755
Eau efficace	l/m <sup>3</sup>	198	200	162	168
Liant total	kg/m <sup>3</sup>	363	376	468	448
$E_{eff}/L_{tot}$	-	0,55	0,53	0,35	0,38

Les éprouvettes sont démoulées après 24 heures, puis soumises à une cure endogène (48 heures dans de l'aluminium et un sac plastique). Elles sont ensuite stockées dans un laboratoire à 20 °C et 50 % HR jusqu'à l'échéance de l'essai (90 jours).

##### 4.2. Essais et résultats

###### 4.2.1. Sorption/désorption

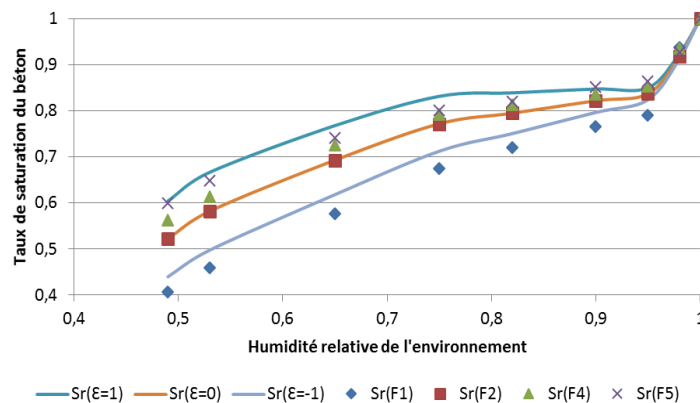
L'essai de sorption/désorption a été réalisé selon le mode opératoire décrit dans la norme [ISO 13]. Le résultat est la moyenne sur trois échantillons. Dans cet article, seule la désorption est discutée car c'est l'isotherme qui est utilisée dans SDReaM-crete. L'obtention des résultats de l'essai de sorption/désorption peut prendre plusieurs semaines voire plusieurs mois. Comme cette propriété est indispensable à la bonne modélisation des phénomènes de transfert (hydriques, de CO<sub>2</sub>, de chlorures) dans les bétons, une méthode est développée pour faciliter la modélisation de l'isotherme de désorption.

Une isotherme de référence est choisie parmi les résultats obtenus (F2 en l'occurrence) et une homothétie  $g(h, \mathcal{E})$  est appliquée à cette isotherme :

$$Sr(h) = Sr_{(ref)}(h) g(h, \mathcal{E}) \quad [17]$$

$$g(h, \mathcal{E}) = h + (1 - h) [(Sr_{(ref)}(0,5) + \Delta Sr \mathcal{E}) / Sr_{(ref)}(0,5)] \quad [18]$$

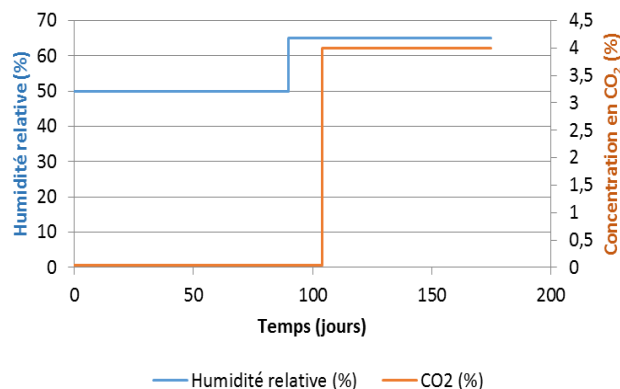
Où  $\Delta Sr$  représente la variation de l'isotherme autour de l'isotherme de référence (égal à 0,17),  $Sr_{(ref)}(0,5)$  le taux de saturation en eau du béton lorsque l'humidité relative HR vaut 50 %.  $\mathcal{E}$  représente la direction de la variation de l'isotherme et est compris entre -1 et 1.



**Figure 3.** Résultats de l'essai de désorption et simulation d'isothermes à l'aide de l'homothétie.

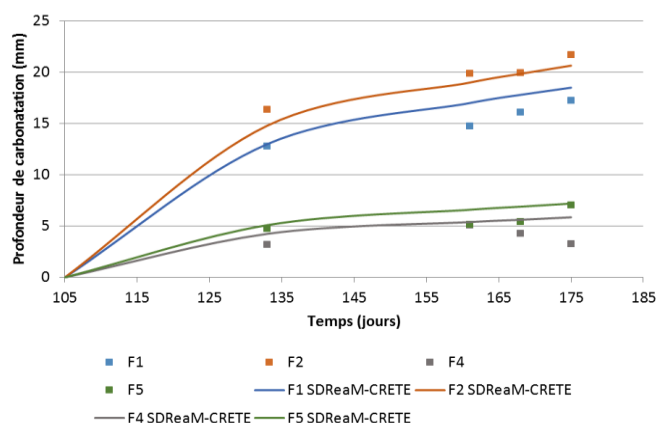
#### 4.2.2. Essai de carbonatation accélérée

L'essai de carbonatation accéléré a été réalisé selon le mode opératoire décrit dans [CAR 12]. Le résultat est la moyenne de trois échantillons. Les conditions environnementales de l'essai sont présentées dans la figure 4.



**Figure 4.** Conditions environnementales de la vie des bétons entre le démoulage et la fin de l'essai de carbonatation accélérée.

Les résultats obtenus lors de cet essai sont utilisés pour évaluer la validité du modèle SDReaM-crete sur tous types de bétons (compacts ou non, ciment portland ou composé). Pour la modélisation, les conditions environnementales retenues sont celles présentées sur la figure 4 et les données d'entrée matériaux sont celles données dans le tableau 1. Les résultats des simulations sont présentés sur la figure 6.

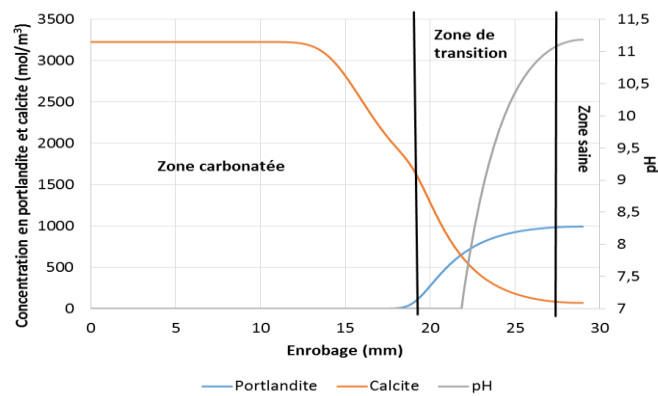


**Figure 5.** Résultats de la simulation des essais accélérés de carbonatation.

Les profondeurs de carbonatation obtenues avec SDReaM-crete correspondent à un pH du béton égal à 9. La figure 5 montre que le modèle reproduit de manière fidèle le comportement des bétons vis-à-vis du phénomène de carbonatation quel que soit le type de béton modélisé. Les résultats de la modélisation sont proches des résultats obtenus lors de l'essai accéléré.

#### 4.2.3. Exemple de cas concret

Un des objectifs de SDReaM-crete est d'appuyer non seulement les acteurs de l'industrie du béton mais également les gestionnaires d'ouvrages dans le dimensionnement des enrobages et dans la prédiction de la durée de vie résiduelle des ouvrages existants. Pour cela, le modèle prend en compte les conditions environnementales réelles dans lesquelles peuvent se trouver les ouvrages en béton. Ce paragraphe présente deux exemples de simulations réalisées avec SDReaM-crete. Le béton simulé est le béton F1 (tableau 1), la durée de vie est de 50 ans et le taux de CO<sub>2</sub> retenu est celui de l'air soit 0,04 %. L'humidité relative est considérée comme variable (75 ± 10) % sur un an et ce cycle est répété 50 fois. L'enrobage  $C_{\min,dur}$  est égal à 30 mm conformément à la classe S4 de l'Eurocode 2 [EUR] pour une classe de d'exposition XC4 et pour 50 ans. La figure 7 montre la profondeur de carbonatation donnée par SDReaM-crete pour cette simulation.

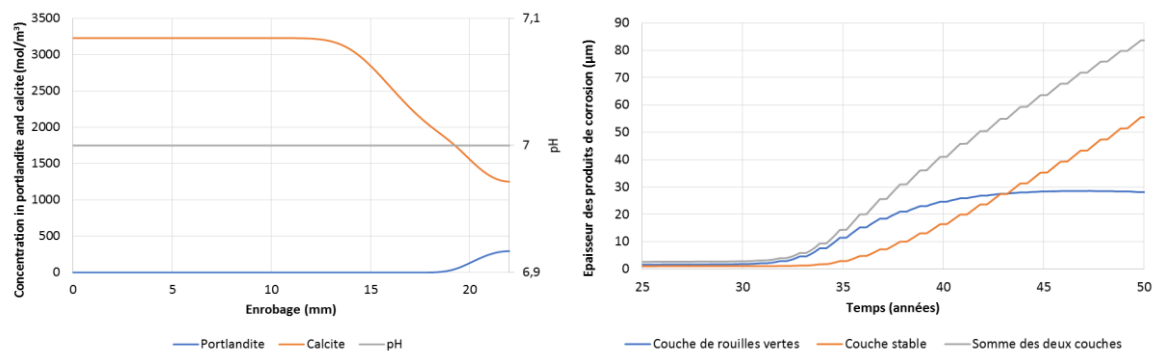


**Figure 6.** Profondeur de carbonatation obtenue avec SDReaM-crete après 50 ans d'exposition.

On peut voir sur la figure 6 que la portlandite, la calcite et le pH traduisent la même information c'est-à-dire la profondeur de carbonatation du béton d'enrobage. Dans sa thèse Drouet [DRO 10] a montré que la carbonatation n'est pas un phénomène instantané mais progressif. SDReaM-crete reproduit ce phénomène que l'on voit sur la figure 6 : trois zones distinctes.

Les résultats obtenus lors de la première simulation montrent qu'en respectant l'enrobage préconisé par les Eurocodes [EUR] la carbonatation n'atteint pas le premier lit d'armature durant les 50 premières années.

Imaginons un deuxième cas concret dans lequel on considère un enrobage minimal  $C_{min,dur}$  de 22 mm (qui ne respecte pas les Eurocodes [EUR]).



**Figure 7.** Résultats de la simulation dans le cas d'un enrobage minimal  $C_{min,dur}$  de 22 mm, à gauche la profondeur de carbonatation à 50 ans, à droite la croissance des produits de corrosion.

La figure 7 (gauche) montre que la carbonatation a atteint les armatures avant la durée de vie visée de 50 ans ce qui conduit à la dépassivation des armatures. La figure 7 (droite) montre que les conditions sont réunies pour que la corrosion puisse s'initier et se propager. En effet, l'humidité relative variable permet à la fois à l'eau et à l'oxygène d'avoir accès à l'armature de manière alternée. Cette alternance est mise en évidence par la forme en escalier de la figure 7 (droite) qui montre que la corrosion progresse uniquement lorsque toutes les conditions sont réunies. De plus dans cette figure on remarque que les rouilles vertes se développent d'abord avant de réagir pour former la couche de produits stables. Ensuite, la croissance de la couche de produits instables ralentit du fait de la progression de la couche stable qui empêche l'accès de l'oxygène à l'armature de par sa faible porosité.

## 5. Conclusion

Mai-Nhu [MAI 13] a développé un modèle capable de simuler la durabilité des bétons en couplant les phénomènes de carbonatation, de pénétration des ions chlorure et de mouvements d'eau ainsi que la dépassivation des armatures. Le travail présenté dans cet article a permis d'optimiser le modèle SDReaM-crete notamment en introduisant la modélisation de la propagation de la corrosion et de la double couche de produits de corrosion, en permettant la prise en compte de l'isotherme de désorption la plupart des bétons de manière

simple. La validité de SDReaM-crete lorsque les bétons contiennent des ciments composés a également été vérifiée.

Les résultats obtenus avec ce modèle ainsi que ses récentes améliorations montrent que SDReaM-crete peut être utilisé pour prédire des durées de vie résiduelles d'ouvrage mais aussi pour dimensionner des nouvelles structures en définissant des couples « bétons/enrobages » optimum. Une perspective immédiate de ce travail sera de comparer les résultats de simulations obtenus avec SDReaM-crete à des résultats expérimentaux de pénétration des ions chlorure dans le béton. Une analyse de sensibilité est également en cours pour évaluer l'impact des paramètres d'entrée sur les résultats du modèle et pour ensuite aboutir à un modèle simplifié.

## 6. Bibliographie

- [AND 93] ANDRADE C., « Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements », *Cement and Concrete Research*, vol. 23, 1993, p. 724-742.
- [BAR 04] BARY B., SELLIER A., « Coupled moisture-carbon dioxide-calcium transfer model for carbonation of concrete », *Cement and Concrete Research*, vol. 34, 2004, p. 1859-1872.
- [CAR 12] prCEN/TS 12390-12, *Testing hardened concrete – determination of the relative carbonation resistance of concrete*, 2012.
- [CHI 05] CHITTY W.J., DILLMAN P., L'HOSTIS V., LOMBARD C., « Long-term corrosion resistance of metallic reinforcements in concrete - a study of corrosion mechanisms based on archaeological artefacts », *Corrosion Science*, vol. 47, 2005, p. 1555-1581.
- [CHI 08] CHITTY W.J., DILLMAN P., L'HOSTIS V., MILLARD A., « Use of ferrous archaeological artefacts as analogous systems and feedback tools for rebar embedded in concrete - an analytical corrosion modelling », *Corrosion Science*, vol. 50, 2008, p. 3047-3055.
- [DRO 10] Drouet E., « Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires – prise en compte des transferts hydriques », Thèse de doctorat, ENS Cachan, 2010.
- [DUR 00] DuraCrete, *General guidelines for durability design and redesign*, Research project No. BE95-1347: Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures, Document R 15: 109, 2000.
- [EUR] Eurocodes, *NF EN 1990 à NF EN 1999*, AFNOR.
- [HUE 07] HUET B., L'HOSTIS V., SANTARINI G., FERON D., IDRISSE H., « Steel corrosion in concrete: determinist modeling of cathodic reaction as a function of water saturation degree », *Corrosion Science*, vol. 49, 2007, p. 1918-1932.
- [HYV 09] HYVERT N., Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2009.
- [ISO 13] NF EN ISO 12571, *Performance hygrométrique des matériaux et produits pour le bâtiment – détermination des propriétés de sorption hygroscopique*, AFNOR, 2013.
- [LHO 09] L'HOSTIS V., NEFF D., BELLOT-GURLET L., DILLMAN P., « Characterization of long-term corrosion of rebars embedded in concretes sampled on French historical buildings aged from 50 to 80 years », *Materials and Corrosion*, vol. 60 (2) 2009.
- [MAI 13] MAI-NHU J., Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation chlorures en présence de cycles hydriques, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2013.
- [NGU 15] NGUYEN, T.T.H., BARY, B., DE LARRARD, T., « Coupled carbonation-rust formation-damage modeling and simulation of steel corrosion in 3D mesoscale reinforced concrete », *Cement and concrete research*, vol. 74, 2015, P. 95-107.
- [RAN 10] RANAIVOMANANA, H., Transferts dans les milieux poreux réactifs non saturés : application à la cicatrisation de fissure dans les matériaux cimentaires par carbonatation, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2010.
- [WAN 12] WANG X., Modélisation du transport multi-espèces dans les matériaux cimentaires saturés ou non saturés et éventuellement carbonatés, Thèse de doctorat, Université Paris-Est, 2012.



# PRIX RENE HOUPERT

## Transfert et Durabilité



---

# Effet des granulats recyclés sur le développement de la microstructure des bétons autoplaçants ( BAP)

Zitouni Kheira<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> *Laboratoire construction, transport et protection de l'environnement ( LCTPE), Universté Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem, Algérie.*

<sup>2</sup> *Laboratoire formulation, microstructure, modélisation et durabilité ( FM2D), IFSTTAR, Marne La Vallée, France.*

\*Email : Kheira.zitouni@hotmail.com

---

RÉSUMÉ. Plusieurs auteurs ont étudié l'effet des granulats recyclés sur la rhéologie, les performances mécaniques et la durabilité des bétons autoplaçants (BAP), mais une analyse approfondie de la microstructure n'a pas encore été rapportée, en totale continuité avec ces travaux, cette étude vise à comprendre l'influence d'une substitution partielle et totale des granulats naturels (GN) par les granulats recyclés (GR) sur la microstructure et la résistance à la compression des BAP. Ceci tout en tenant compte de la composition des bétons granulats recyclés (BGR), qui sont composés de plusieurs phases ; ancienne pâte (AP), nouvelle pâte (NP) et ancienne-nouvelle pâte (AP-NP). Les résultats obtenus montrent que les diminutions des résistances à la compression sont proportionnelles au taux de substitution, un remplacement de 30% de GR n'a cependant pas d'impact significatif. L'état saturé des GR joue un rôle sur ces baisses de performances, ceci est principalement lié à l'augmentation de la porosité au niveau de l'interface ancienne-nouvelle pâte (AP-NP), mais aussi à la modification de la nouvelle pâte par un mouvement d'eau des GR vers la nouvelle pâte.

*ABSTRACT. Several authors have studied the effect of recycled aggregates on the rheology, mechanical performances and durability of self-compacting concrete (SCC). However, an analysis of the microstructure has not yet been reported, in continuity with these works, this study aims to understand the influence of partial and total substitution of natural aggregates (NA) by recycled aggregates (RA) on the microstructure and the compressive strength of SCC, taking into account the the composition of the RCA, which are composed of several parts (OP, NP and OP-NP). The results found show that compressive strengths decreases are proportional to substitution rates, but 30% replacement does not have a significant impact. These decreases are related to initial moisture state of RA which increases the porosity not only at the interface OP-NP, but leads to the modification of the new paste (NP) by a water movement from RA to the paste.*

*MOTS-CLÉS: granulats recyclés, béton autoplaçant, résistance à la compression, microstructure, nouvelle pâte, ITZ*  
*KEY WORDS: recycled aggregate self compacting concrete, compressive strength, microstructure, new paste, ITZ.*

---

## 1. Introduction

Le développement durable est un objectif commun que nous visons au sein de l'industrie de la construction, aujourd'hui, nous sommes confrontés à une disponibilité de ressources de plus en plus limitée, Afin de maintenir les principes d'une conception durable, il devient donc primordial de revitaliser ce qui était autrefois et de l'utiliser de nouveau à son plein potentiel. L'utilisation des sous-produits industriels pour améliorer les propriétés du béton a été largement adoptée. Le recyclage du béton issu de la déconstruction en granulats pour la confection de nouveaux bétons est entrain de suivre la même tendance.

Il est aussi reporté dans la littérature que 30% de GR est le pourcentage permettant d'atteindre des performances équivalentes qu'un béton de granulats naturels [LIM 00 ; GON 08], cette limitation rentre aussi dans le cadre de la norme EN206/CN. Pour voir ce pourcentage à la hausse, plusieurs méthodes ont été proposées telles que l'amélioration de la qualité du liant en réduisant le rapport E/L, l'utilisation des ajouts cimentaires, ou même des granulats recyclés traités ou issus de béton parent de meilleure qualité, à des fins d'amélioration des performances, l'emploi des GR dans la formulation des bétons autoplaçants semble aujourd'hui être une autre alternative du fait que les BAP présentent un volume de granulats grossiers inférieur aux autres bétons ( BO et BHP) [GRD 10 ;TUY 14 ; MOD 14] . Afin d'être dans la continuité des travaux visant à optimiser la valorisation des granulats recyclés, cet article se propose d'étudier l'influence des GR dans les BAP en explorant les points suivants :

- Identifier l'influence du taux de substitution des GN par les GR sur les résistances à la compression des BAP au cours du temps.
- Etudier la microstructure des BAP en tenant compte des spécificités des bétons de granulats recyclés.
- Relier les résistances à la compression aux changements microstructuraux de la nouvelle pâte et la nouvelle ITZ en fonction du taux de granulats recyclés.

## 2. Etude expérimentale

### 2.1. Matériaux utilisés

Un ciment CEM I/A 42,5N et des fillers calcaires (FC) ont été utilisés avec une surface spécifique Blaine de 3150 g/cm<sup>3</sup> et 4200 g/cm<sup>3</sup> respectivement. L'adjuvant employé est un superplastifiant VISCOCRETE TEMPO 12, fourni par l'entreprise SIKA. Les granulats fins employés sont un sable de mer de nature siliceuse (Sm 0/1) et un sable concassé de nature calcaire (Sc 0/3 ),pour obtenir un béton autoplaçant, le volume et la taille maximale des granulats grossiers sont réduits afin de limiter les frictions et éviter les blocages dans les zones confinées. Le diamètre maximal des granulats a été fixé dans notre étude à 15mm. Les gravillons naturels sont des granulats calcaires de classe 3/8 mm (GN 3/8) et 8/15 mm (GN 8/15). Les granulats recyclés de même fractions (GR3/8mm) et (GR 8/15mm) sont obtenus suite au concassage d'un béton de démolition. Les propriétés de l'ancien béton sont cependant méconnues. Les principales caractéristiques physiques des granulats naturels et recyclés sont présentées dans le tableau 1.

Granulats	Sm	Sc	NA	NA	RA	RA
	0/1	0/3	3/8	8/15	3/8	8/15
$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,60	2,68	2,66	2,64	2,35	2,42
24h-WA(%)	0,96	1,8	1,4	1,3	6,10	4,85
Porosité (%)	-	-	-	-	18,7	16,4
LA (%)				21	-	33

**Tableau 1.** Caractéristiques des granulats

On constate d'après le tableau 1 que les granulats recyclés ont une faible masse volumique, une absorption d'eau et un coefficient de Los Angeles plus élevé que les granulats naturels, l'ancienne pâte attachée aux GR conduit à des caractéristiques plus faibles que les GN.

## 2.2. Formulation des BAP

La méthode utilisée pour concevoir les compositions des BAP est inspirée d'une formulation d'un BAP à base de fillers calcaires. Le principe de cette formule se base essentiellement sur la fixation d'un volume de pâte à 37,5 % (375,00 l/m<sup>3</sup>), rapport E/L = 0,5 et G/S proche de 1. Dans notre étude nous proposons de substituer en volume les granulats naturels par les granulats recyclés, quatre mélanges ont été préparés ; ou les granulats recyclés ont été utilisés à des taux de 30%, 50%, 100%. Compte tenu de l'absorption d'eau élevée des granulats recyclés, ces derniers ont été utilisés à l'état saturé surface sèche (SSD), ils ont été saturé pendant 24h, et avant chaque mélange l'humidité de surface a été retirée à l'aide d'un drap. Les compositions des BAP sont représentées dans le tableau 2.

Désignation	Ciment	FC	Sm (0/1)	Sc (0/3)	GN (3/8)	GN (8/15)	GR (3/8)	GR (8/15)	E	E/L	Sp
BAP0 (kg/m <sup>3</sup> )	382	65	578	253	335	495	0	0	224	0,5	2,67
BAP30 (kg/m <sup>3</sup> )	382	65	578	253	235	347	89	136	224	0,5	2,67
BAP50 (kg/m <sup>3</sup> )	382	65	578	253	168	248	147	227	224	0,5	2,67
BAP100 (kg/m <sup>3</sup> )	382	65	578	253	0	0	296	454	224	0,5	2,67

Tableau 2. Proportions des différents constituants des BAP

## 2.3. Méthodes expérimentales

Il est nécessaire de valider les propriétés autoplaçantes des BAP étudiés. A cet effet les propriétés des BAP à l'état frais ont été évaluées selon les recommandations de [AFGC 2008] (Etalement, T50, L-BOX, stabilité au tamis). La résistance à la compression a été mesurée pour différentes échéances (28 jours, 90 jours et 1an). La microstructure des bétons a été évalué à l'issue d'une cure humide de 90 jours via porosimètre au mercure (MIP). Les essais ont été réalisés sur AutoPore IV 9500 V1.09 de MICROMERITICS INSTRUMENT CORPORATION avec une pression maximale de 413 MPa qui permet d'atteindre des pores de 3,6 nm de rayon. La porosimétrie au mercure est basée sur le principe qu'un fluide non mouillant pour atteindre un pore de diamètre d, une pression P inversement proportionnelle au diamètre d de ce pore doit être appliquée. Cette pression est donnée par l'équation de Washburn (1):

$$P = \frac{-4 \gamma \cos\theta}{d} \quad (1)$$

Où  $\gamma$  est la tension de surface du mercure et  $\theta$  l'angle de contact entre le mercure et la paroi des pores. La valeur de  $\gamma = 0,485 \text{ N/m}$  et  $\theta = 141,3^\circ$ . Les échantillons testés sont la nouvelle pâte (NP), l'ancienne pâte (AP) et l'AP-NP (voir figure 1). Le principe de l'échantillonnage est détaillé dans la suite de l'article. L'étude de la microstructure des BGR a également été réalisée par des observations au microscope électronique à balayage (MEB) en mode d'imagerie « diffraction d'électrons rétrodiffusés » (BSE) suivie d'analyses d'images permettant de quantifier le taux d'anhydres.

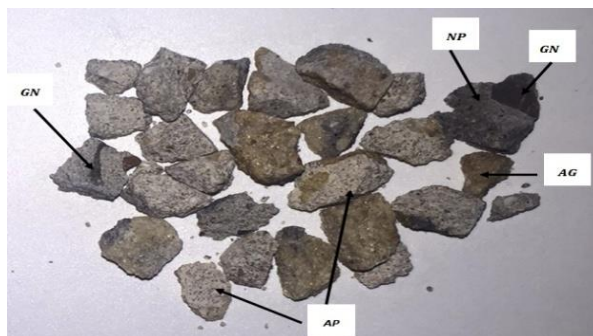


Figure 1. Différents composants d'un béton de granulat recyclé

### 3. Résultats

#### 3.1. Propriétés des BAP à l'état frais

Les propriétés à l'état frais des BAP sont récapitulées dans le tableau 3. Les résultats montrent que l'étalement initial est similaire pour tous les BAP, aucune auréole de laitance n'a été observée lors des essais, cela ne peut être dû qu'à l'effet positif d'utiliser les granulats à l'état SSD (Saturated Surface Dry), dans cette condition le réseau des pores saturé, n'absorbent plus d'eau et permet alors de préserver la fluidité de la pâte. Le temps T-500mm indique la viscosité des BAP, plus ce temps est long plus le BAP est visqueux bien qu'aucune limite temps ne soit donnée par l'AFGC, les résultats obtenus sont conformes aux spécificités les plus courantes d'un BAP à l'état frais ( $3s \leq t \leq 5s$ ). L'essai de la boîte en L simule la capacité du béton à s'écouler à travers le ferrailage, l'espacement entre les barres d'acier peut varier pour appréhender au mieux différentes densités de ferrailage, d'après le tableau 3 tous les BAP présentent des taux de remplissage supérieur à 80%, ce taux augmente avec pourcentage des granulats recyclés. L'essai de stabilité au tamis permet de calculer le taux de ségrégation et de déduire si le béton testé possède une stabilité satisfaisante ou non, tous les BAP expriment une stabilité correcte inférieure à 15%. Ces résultats sont en accord avec ceux de [KOU 09 ; GRD 10].

Désignation	BAP0	BAP30	BAP50	BAP100
Etalement (cm)	70	70	71	70
T50 (s)	3,5	3,4	3,6	3,9
L-BOX (%)	0,85	0,86	0,88	0,89
$\pi$ (%)	7,8	8,0	9,4	10

Tableau 3. Propriétés des BAP à l'état frais

#### 3.2. Résistance à la compression des BAP et son évolution au cours du temps

La figure 2 (a) présente une comparaison de l'évolution des résistances à la compression des BAP pour les différents pourcentages. Quelque soit l'âge des bétons, il a été observé une diminution des résistances à la compression en fonction du taux de granulats recyclés, par contre un taux de remplacement de 30% permet d'obtenir des résistances à la compression comparable au BAP de référence, ces baisses de performances sont liées à la porosité élevée, aux faibles caractéristiques mécaniques des GR (tableau 2) et la contribution du réseau poreux des différents composants du BAP, cela sera démontré par la suite dans la partie microstructure.

Pour des taux de substitution de 50% les diminutions de résistances sont bien inférieures à ceux observées dans d'autres études à 28 jours, qui sont de l'ordre de 19% [POO 04] et 14.6% [SEA 14]. Il a également été constaté que les diminutions des résistances s'atténuent au cours du temps, par exemple, l'écart de résistance du BAP100 par rapport au BAP0 est de 20.6%, 17,6% et 14,6 % à 28 jours, 90 jours et 365 jours respectivement. Si on compare la diminution de résistances à 28 jours par rapport à un béton ordinaire de 100% de GR formulés avec des paramètres de composition similaire à la présente étude (E/L = 0.5 et GR à l'état SSD), des diminutions de RC peuvent atteindre 30% par rapport au béton de référence [BRA 18 ; SEA 14].

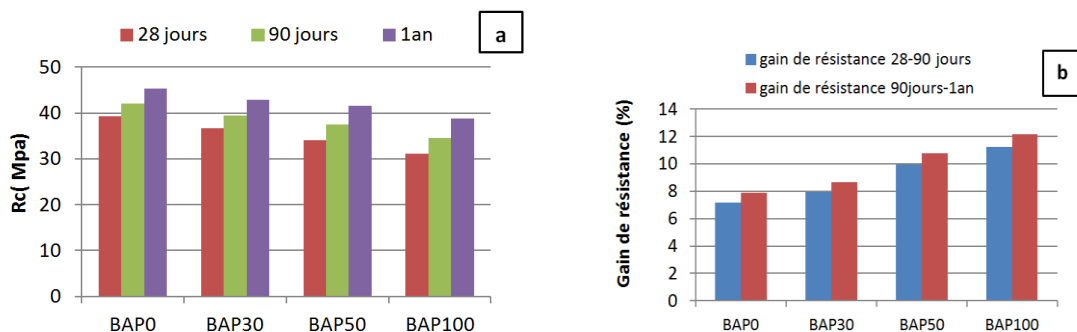


Figure 2. (a) Evolution des résistances à la compression des BAP

(b) gain de résistance des BAP

Il est aussi important de souligner que l'utilisation des GR à l'état SSD produit un effet positif sur le développement des résistances à la compression au cours du temps, il en résulte des gains de performances plus importantes à mesure que le taux de substitution augmente ( figure 2(b) ), ceci s'explique par l'effet de cure interne des granulats recyclés, en effet, l'eau ajusté par pré-saturation à 24h agit comme un réservoir d'eau permettant la poursuite de l'hydratation. [YIL 15] Observe des résultats dans le même sens ou le gain de résistance à 28 jours a été fortement influencé par la quantité d'eau stockée dans les GR.

### 3.3. Etude de la microstructure des BAP

Dans la littérature, la représentativité de l'échantillon pour l'essai MIP dans le cas des bétons granulats recyclés n'est pas prise en compte. En considérant les différents composants d'un béton de granulats recyclés (ancienne pâte, ancien granulats naturels, nouvelle pâte et nouveaux granulats naturels), et le faible volume de l'échantillon nécessaire aux essais (quelques cm<sup>3</sup>), il est évident que la proportion de chaque élément dans un échantillon d'essai de porosimétrie au mercure est différente de celle d'un échantillon de béton de GR à un volume plus large. Cette étude propose une nouvelle méthode d'échantillonnage pour étudier la microstructure du béton GR par MIP, on définit le béton GR comme un composite multiphase dans lequel la nouvelle pâte (NP) est attaché au granulats naturels (GN) et granulats recyclés (GR), ce dernier est composé d'ancienne pâte (AP) et d'anciens granulats naturels (AG). Pour un béton avec différents taux de granulats recyclés comme le montre la Figure 3, les interfaces entre la nouvelle pâte (NP) et ces composants sont appelées zones interfaciales de transition (ITZ).

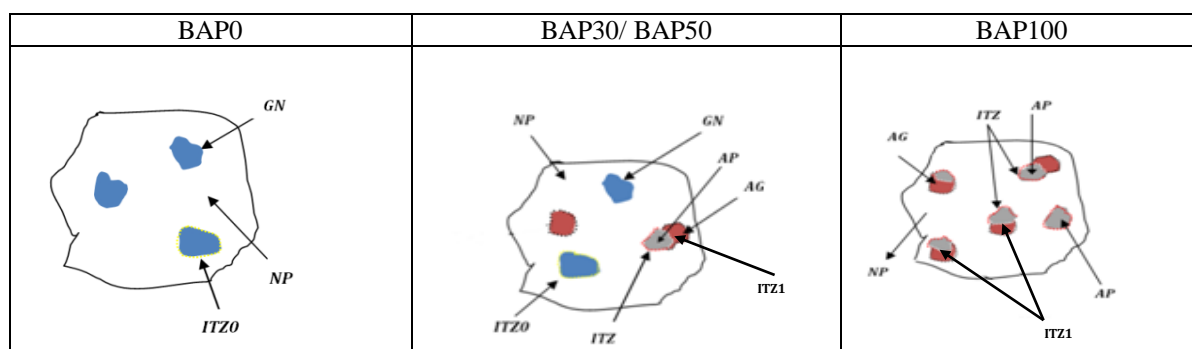
ITZ0: Zone interfaciale de transition entre NP et GN,

ITZ: Zone interfaciale de transition entre NP et AP,

ITZ1: Zone interfaciale de transition entre AP et AG

L'objectif sera d'explorer les aspects suivants,

- l'éventuelle modification de la microstructure de la nouvelle pâte par rapport au taux de GR,
- Evaluer la répartition poreuse de l'ancienne pâte attachée à la nouvelle pâte AP-NP et estimer la distribution des pores dans la nouvelle ITZ en fonction du taux de substitution.



**Figure 3.** Composition des BAP en fonction du taux de remplacement des GR

Concernant les différentes interfaces citées, notre étude se focalise sur la nouvelle ITZ, en effet nous avons effectué des observations au MEB et nous avons constaté, qu'il n'y a de tendance de variation de la microstructure de l'ancienne ITZ (ITZ1) avant et après incorporation des GR dans les BAP, l'effet de l'ancienne ITZ sur la résistance à la compression a été largement reporté dans la littérature [OTS 03 ; RYU03]

#### 3.3.1. Influence des granulats recyclés sur la structure poreuse de la nouvelle pâte

La figure 4 représente les courbes d'intrusion au mercure en fonction des diamètres de pores des nouvelles pâtes. On observe qu'avec l'augmentation du pourcentage de granulats recyclés, le volume d'intrusion de mercure augmente. On distingue deux groupes de distribution des tailles de pores: dans le premier les pâtes (NP0 et NP30) évoluent de la même manière avec un volume total de mercure de l'ordre de 0,069 ml / g et dans le second les pâtes NP50 et NP100 présentent un volume de intrusion de mercure de 0,09 ml / g. On peut également observer que les pâtes (NP50 et NP100) malgré un volume d'intrusion de mercure élevée, ces pâtes ont une distribution des pores plus fine que les pâtes (NP0 et NP30) pour la taille des pores (<50nm). Au moyen des GR humide, le mouvement d'eau crée entre la nouvelle pâte et les GR perturbe l'hydratation de la nouvelle pâte, Cela

peut provoquer deux phénomènes: soit, l'humidité contenue dans les pores de la pâte est progressivement libérée pour permettre une hydratation continue, ou dans l'autre cas, les GR absorbent l'eau de gâchage qui provoque une réduction du rapport E / C dans la nouvelle pâte.

Pour démontrer cela, il a été nécessaire de mener une étude plus approfondie de la microstructure. Le taux d'anhydres des nouvelles pâtes estimé par analyse d'image sur les observations MEB (Figure 6) est de 5,75% pour NP0 et de 5,04% pour NP30 alors qu'il n'est que de 3,63% pour NP50 et de 1,21% pour NP100, Ceci permet d'affirmer la première hypothèse, l'eau absorbée par les granulats recyclés lors du processus de présaturation migre vers la nouvelle pâte, ce qui génère moins de macros pores et d'anhydres pour des taux de remplacement élevés de GR. La Figure 5 montre que le pourcentage de macros pores entre 50-10000nm est de 30 et 29% pour NP0 et NP30 respectivement à 20% pour NP50 et NP100. Ce phénomène a permis de créer une distribution plus fine des pores dans le réseau mésoporeux, le pourcentage de pores entre (10-50 nm) est estimé à 51% pour NP50 et NP100 contre seulement 34% et 32% pour NP0 et NP30

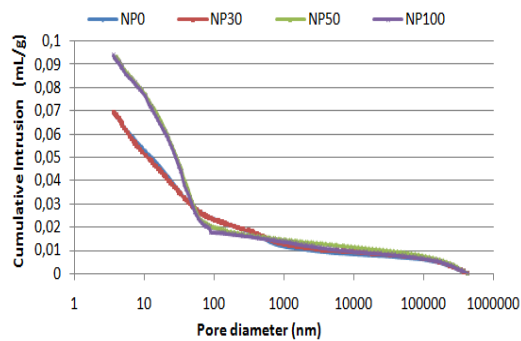


Figure 4. Courbes d'intrusion de mercure des NP

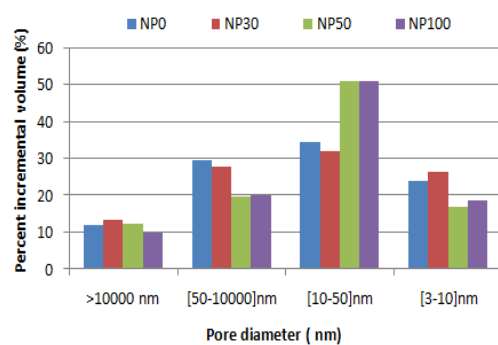


Figure 5. Distribution de la taille des pores des NP

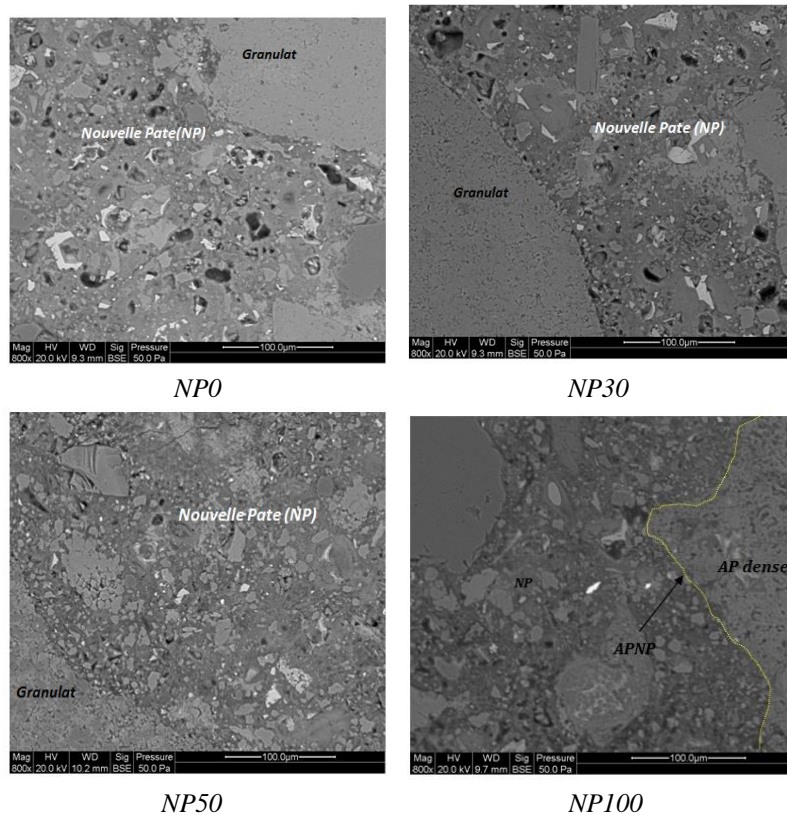


Figure 6. Observations MEB des nouvelles pâtes (NP).



### 3.3.2. Evolution de la structure poreuse de l'ancienne pâte attachée à la nouvelle pâte

Cette section présente la microstructure de l'ancienne pâte (AP) et l'ancienne pâte attachée à la nouvelle pâte (AP-NP) dans les BAP étudiés, dont le but est d'évaluer la microstructure de NP à l'interface de AP (ITZ), la microstructure au cœur de NP a été étudiée (figure 4). Nous pouvons remarquer une différence dans les courbes d'intrusion au mercure de AP et AP- NP dans les figures (7, 8, 9), cela met en évidence la différence la distribution de la taille des pores de l'ancienne pâte dans le GR et l'ancienne pâte liée à la nouvelle pâte, qui est principalement due à ITZ.

Généralement l'épaisseur de l'ITZ est de l'ordre 40-50 $\mu$ m, [ZHA 15] avance qu'en utilisant les GR à l'état humide sa taille peut être comprise entre 20 and 80  $\mu$ m, il n'est donc pas possible expérimentalement de prélever cette épaisseur qui caractérise l'ITZ pour effectuer l'essai MIP, dans le but de caractériser la distribution des pores de la nouvelle ITZ, nous avons déduit le mercure totale introduit à partir des résultats expérimentaux à savoir AP-NP, AP et NP ( figure 4 ), la figure 10 présente une estimation de la répartition des pores. On observe une augmentation du pourcentage des pores dans l'ITZ dans la gamme des macropores en fonction du taux de GR, principalement pour les tailles des pores supérieur 200nm, on remarque aussi une augmentation des pores inférieurs à 50nm pour ITZ50 et ITZ100 par rapport à ITZ30. Malgré la petite épaisseur de l'ITZ, notre étude montre que la distribution poreuse de la nouvelle ITZ dépend du taux de substitution des GR qui affecte la microstructure au cœur du NP et également la microstructure à l'interface de NP. Alors que les études précédentes relient la microstructure de l'ITZ qu'à l'état de saturation des GR, [ZHA 15] avance que l'ITZ dépend de l'état de saturation des GR, l'eau va migrer des GR vers à la nouvelle pâte, et augmenter ainsi le rapport E / C à la surface des GR

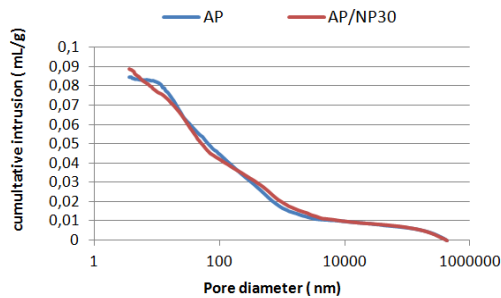


Figure 7. Courbes d'intrusion de mercure des AP et AP/NP50

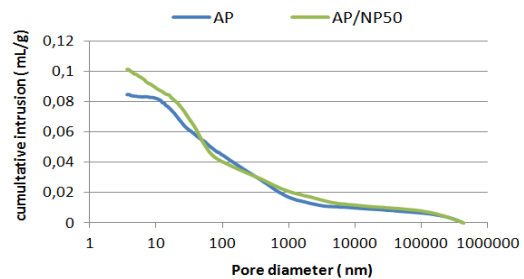


Figure 8. Courbes d'intrusion de mercure des AP et AP/NP30

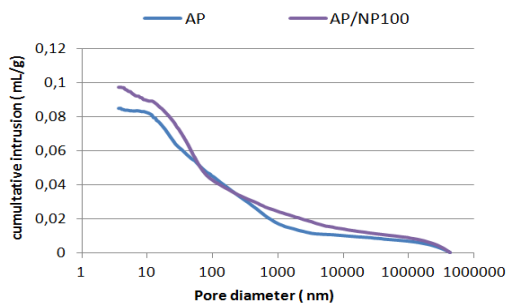


Figure 9. Courbes d'intrusion de mercure des AP et AP/NP100

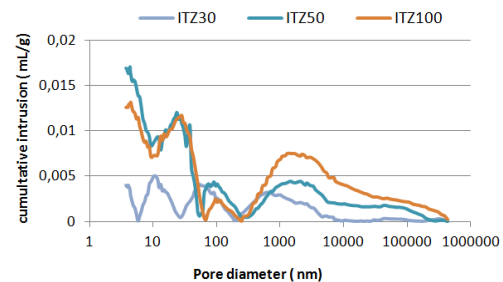


Figure 10. Distribution de taille des pores des ITZ

## 4. Résistance à la compression et propriétés de microstructure

Pour évaluer la porosité au mercure, l'échantillonnage pour l'essai est constitué exclusivement de pâte de ciment, la porosité estimée ne concerne donc que celle de la pâte, Dans le cas des BGR qui sont constitués de plusieurs composants (nouvelle pâte NP, ancien granulats AG ainsi que l'ancienne pâte AP) la taille de l'échantillon (environ 2g) n'est pas représentatif et ne permet pas d'évaluer la porosité réelle, il est donc



impératif de prendre en considération la porosité de chaque constituants afin de donner une estimation de la porosité totale au mercure. On peut ainsi dire que cette porosité totale au mercure est celle de la pâte à laquelle on rajoute la porosité des granulats, ce calcul est fait d'après la formule suivante :

$$P_{t0} = \sum V_i P_i = V_p \times P_p + V_{GN} \times P_{GN}$$

$$P_{t30,50,100} = \sum V_i P_i = V_p \times P_p + V_{GN} \times P_{GN} + V_{GR} \times P_{GR}$$

$P_{tn}$  : porosité totale du béton pour différents taux de substitution

$V_p$  : volume de pâte

$P_p$  : porosité de la pâte calculée par intrusion au mercure

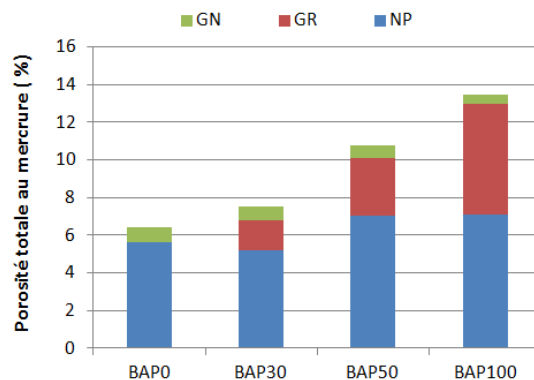
$V_g$  : volume des granulats

$P_{GN}$  : Porosité des granulats naturels évaluée par porosimétrie au mercure.

La figure 11 révèle que la différence de porosité entre les différents bétons est apporté par la proportion de GR, lorsque ce pourcentage augmente, il est tout à fait logique d'observer une augmentation de la porosité totale au mercure. Puisque les paramètres de mélange sont similaires avec un volume de pâte fixe et un E/L constant, l'influence de l'ancienne pâte est prédominante.

On remarque également que la porosité de la nouvelle pâte n'est pas constante dans tous les bétons, comme nous l'avons mentionné précédemment, ce n'est pas seulement l'ancienne pâte (AP) qui est modifiée mais aussi la microstructure de la nouvelle pâte (NP).

On peut dire que les diminution des résistances à la compression sont influencées par la porosité de l'ITZ, mais aussi à la contribution à la fois de l'ancienne pâte la nouvelle pâte. Dans le cas du BAP100, qui présente les plus faibles résistances à la compression, la porosité de la nouvelle pâte représente presque 50 % de la porosité totale.



**Figure 11.** Porosité totales au mercure des BAP

## 5. Conclusion

Cette étude a permis d'acquérir des informations sur le comportement des bétons autoplaçants à base de granulats recyclés, les résultats obtenus peuvent mener aux conclusions suivantes :

- L'utilisation des GR à l'état SSD permet de préserver les propriétés autoplaçantes des bétons.
- La résistance à la compression diminue en fonction du taux de substitution, toutefois 30 % de GR n'a pas d'impact notable sur les chutes de performances, en ce qui concerne des taux de remplacement supérieur à 50% les diminutions s'insèrent aux valeurs observées dans d'autres études et sont parfois inférieurs. Le mouvement d'eau des granulats recyclés vers la nouvelle pâte a créé un effet positif sur le grain de résistance à long terme. une diminution de résistance à la compression de 12% par rapport au béton de référence est observée après 1 an en cure humide
- L'analyse de la microstructure des bétons de GR avec la méthode d'échantillonnage proposée permet d'évaluer le réseau poreux des différents composants du béton de GR. La distribution poreuse du cœur de nouvelle pâte et à l'interface de l'ancienne pâte (nouvelle ITZ) dépend du taux de substitution des GR.

- La plupart des études relie la baisse des propriétés des bétons de GR aux propriétés du GR et l'ITZ, alors que notre étude montre que les GR affectent également la microstructure de NP.
- En perspective, d'autres formulations sont nécessaires pour mieux comprendre l'influence des GR sur les propriétés des BAP, par exemple en utilisant les GR à l'état sec afin d'améliorer les propriétés de l'ITZ.

## 6. Bibliographie

- [AFGC 08] Documents scientifiques et techniques - Recommandations pour l'emploi des bétons autoplaçants. Association Française de Génie Civil, Paris, France.
- [BRA 18] Bravo M., de Brito J., Evangelista L., Pacheco J., « *Durability and shrinkage of concrete with CDW as recycled aggregates: Benefits from superplasticizer's incorporation and influence of CDW composition* », *Construction and Building Materials*, vol.168 ,2018, p.818–830
- [GON 08] González-Fonteboá. B., Martínez-Abella. F., « *Concretes with aggregates from demolition waste and silica fume. Materials and mechanical properties* », *Building and Environment*, vol.43, 2008, p.429-437.
- [GRD 10] Grdic Z.J., Toplicic-Curcic G.A., Despotovic. I.M., Ristic. N.S., « *Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate* », *Construction and Building Materials*, vol.24 ,2010, p.1129–1133.
- [KOU 10] Kou S.C., Poon C.S., « *Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates* », *Cement & Concrete Composites*, vol.31, 2009, p.622-627.
- [LIM 00] Limbachiya M. C., Leelawat T., Dhir R. K., « *Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete* », *Materials and Structures*, vol.33, 2000, p.574-580
- [MOD 14] Modani P.O. , Mohitkar V.M., « *Self-compacting concrete with recycled aggregate: A solution for sustainable development* », *INTERNATIONAL JOURNAL OF CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING*, vol.5, n° 2, 2014.
- [POO 04] Poon C.S., Shui Z.H., Lam L., Fok H., Kou S.C., « *Influence of moisture states of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete* », *Cement and concrete research*, vol.34, 2004, p.31-36
- [SEA 14] Seara-Paz S., Gonzalez-Fonteboá B., Eiras-Lopez J., Herrador M., « *Bond behavior between steel reinforcement and recycled concrete* », *Materials and structures*, vol.47, 2014, p.323-334.
- [TUY 14] Tuyan M., Mardani-Aghabaglou A., Ramyar K., « *Freeze–thaw resistance, mechanical and transport properties of self-consolidating concrete incorporating coarse recycled concrete aggregate* », *Materials and Design*, vol.54, 2014, p.983-991
- [YIL 15] Yildirim S.T., Meyer C , Herfellner S., « *Effects of internal curing on the strength, drying shrinkage and freeze–thaw resistance of concrete containing recycled concrete aggregates* », *Construction and Building Materials*, vol.91 ,2015,p.288–296.
- [ZHA 15] Zhao Z., Remond S., Damidot D., Xu W., « *Influence of fine recycled concrete aggregates on the properties of mortars* », *Construction and Building Materials*, vol.81 ,2015, p.179–186.
- [OTS 03] Otsuki N., Miyazato S-I., and Yodsudjai W., « *Influence of Recycled Aggregate on Interfacial Transition Zone, Strength, Chloride Penetration and Carbonation of Concrete* », *Journal of materials in civil engineering*,2003.
- [RYU03] Ryu JS., « *Improvement on strength and impermeability of recycled concrete made from crushed concrete coarse aggregate* », *Journal of Materials Science Letters*, vol.21 ,2002, p.1565–1567.

---

# In-situ neutron tomography and 3D numerical modeling of moisture distribution in concrete at high temperature

**Dorjan Dauti**

Univ. Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, 38000 Grenoble, France,

[dorjan.dauti@3sr-grenoble.fr](mailto:dorjan.dauti@3sr-grenoble.fr)

---

*RÉSUMÉ. L'écaillage est un phénomène régulièrement rencontré lorsque le béton est soumis à des températures élevées. Celui-ci expose les armatures et peut conduire à la rupture prématurée des structures telles que les tunnels, les gratte-ciels, les centrales nucléaires etc. Dans ce travail, les premières mesures 3D de la teneur en eau du béton (grandeur locale indispensable au suivi du processus de déshydratation potentiellement responsable de l'écaillage) soumis à un chargement thermique sévère ont été réalisées à l'aide de tomographies neutroniques rapides. Le suivi de la déshydratation rapide du béton a été possible en réalisant des scans 3D toutes les minutes grâce à la source neutrons de l'Institut Laue Langevin (leader mondial), à Grenoble, France. L'influence de la taille des agrégats sur la distribution de l'humidité au sein de l'échantillon est présentée. En parallèle, un modèle thermo-hydro-mécanique entièrement couplé a été mis en œuvre et utilisé pour prédire les températures et les distributions d'humidité mesurées expérimentalement. Une approche mésoscopique a également été employée dans le modèle afin d'étudier l'effet des agrégats sur le front de déshydratation.*

*ABSTRACT. One of the drawbacks of high performance concrete is its vulnerability to high temperature manifested in the form of spalling. The latter exposes the reinforcement and may lead to the premature failure of structures such as tunnels, high rise buildings, nuclear plants etc. In this communication, the first 3D measurements of moisture content in heated concrete, which is believed to be one of the processes directly related to spalling, have been performed using in-situ neutron tomography. In order to follow the fast dehydration process of concrete, one 3D scan per minute was captured thanks to the world leading flux at the Institute Laue Langevin in Grenoble France. The influence of the aggregate size on the moisture distribution is presented. A fully coupled thermo-hydro-mechanical model has been implemented and used in this study for predicting the temperature and moisture distribution measured experimentally. In addition, a mesoscopic approach is adopted in the model for investigating the effect of aggregates on the drying front.*

*MOTS-CLÉS: écaillage, déshydratation, haute température, tomographie neutron, modélisation mésoscopique*

*KEYWORDS: spalling, drying, aggregate size, high temperature, neutron tomography, mesoscale modeling*

---

## 1. Introduction

Spalling, a phenomenon encountered when concrete is exposed to high temperature, can lead to the failure of the structural element and can be a major safety hazard. Different explanations for spalling have been presented in the past. The two principal mechanisms more broadly accepted are the differential thermal gradients and the pore pressure build up. The latter is related to the evolution of the moisture content inside concrete. Studies in literature [DER 12, TOR 15] attempted the investigation of moisture distribution in heated concrete. These studies analyzed the moisture profiles in one dimension, but none of them was able to track the moisture distribution in three dimensions. Spalling is an intrinsically three dimensional process, since it locally depends on the heterogeneity of concrete. Therefore, 3D analysis is pivotal for investigating the role of aggregates in the moisture distribution in order to establish the role of the microstructure (i.e. the grain scale) in the fire response of concrete. Neutron tomography is an innovative technique which allows access to the local moisture distribution. The particularly high attenuation of hydrogen atoms makes neutron imaging a convenient method to study the moisture content (and therefore any drying front) in concrete.

This paper focuses specifically on the moisture migration in concrete exposed to high temperature, which is analyzed for the first time in 3D through *in-situ* neutron tomographies acquired at the Institute Laue Langevin (ILL) in Grenoble, France which currently has the highest neutron flux in the world. The influence of the aggregates on the moisture distribution is discussed by comparing the drying front in samples with different aggregate sizes.

On the other hand, numerical models for concrete at elevated temperature are indispensable for understanding the complex physical phenomena, particularly spalling and its mechanisms. While the existing models in literature [GAW 99, DAL 07, DAV 10] are usually validated against standard measurements of temperature, gas pressure and global mass loss [KAL 00, MIN 10] neutron imaging provides a new source of useful information to capture and account for processes occurring at the micro- and meso-scale.

A fully coupled thermo-hydro-mechanical model is implemented and used for the prediction of temperatures and moisture profiles. The esteemed numerical performance of the newly implemented code allows for running 3D simulation which is necessary for investigating the non-uniform drying front. An original mesoscopic approach is presented and validated through an experimental idealized geometry of a concrete sample with a single aggregate at the top. Such a study allows for investigating the influence of the aggregates on the drying front.

## 2. Neutron tomography experiment

### 2.1. Materials and methods

Cylindrical specimens with diameter 3 cm were tested. As one of the objectives was to see the influence of the aggregate size, two concrete mixes (see Table 1) were used: one with maximum aggregate size of 4 mm (HPC 4mm) and the other 8 mm (HPC 8mm). The overall volume of aggregates was the same for both mixes. Some of the specimens were equipped with thermocouples for temperature measurements at nominal distances 3, 10, 20 mm from the heated surface. The specimens were wrapped laterally with self-adhesive aluminium foil and placed inside a heating cell (see Figure 1a). The radiator heater placed above the sample was heated up to 500°C.

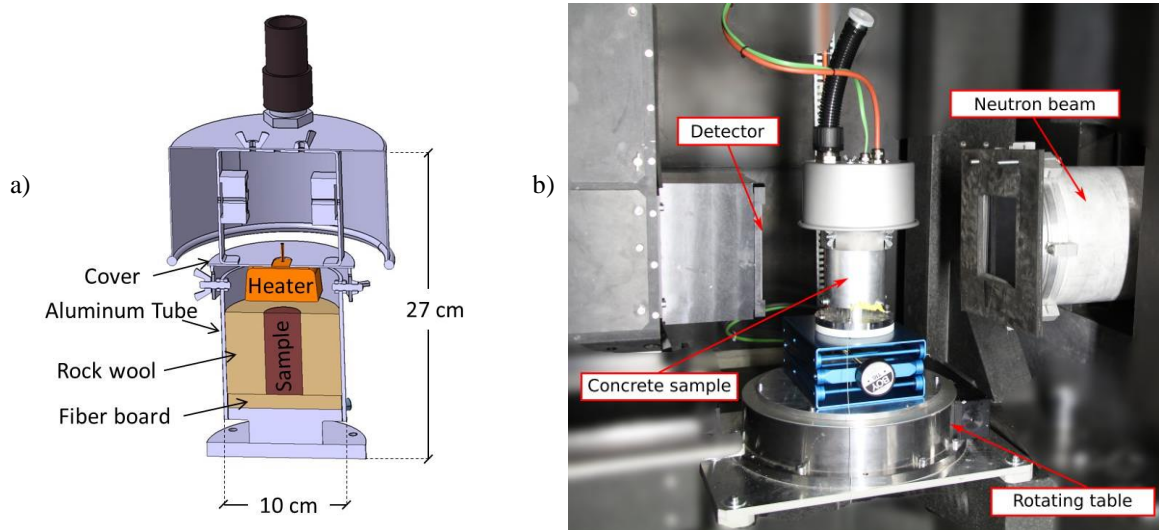
	HPC 4mm	HPC 8mm
Cement CEM I 52.5 R	488	488
Silica fume	122	122
Aggregate 0-1 mm	632.8	400
Aggregate 1-4 mm	949.2	600
Aggregate 4-8 mm	0	582
Superplasticizer SIKA 20HE	8.54	8.54
Water	189.1	189.1
w/b total	0.31	0.31

**Table 1.** Concrete Mixtures

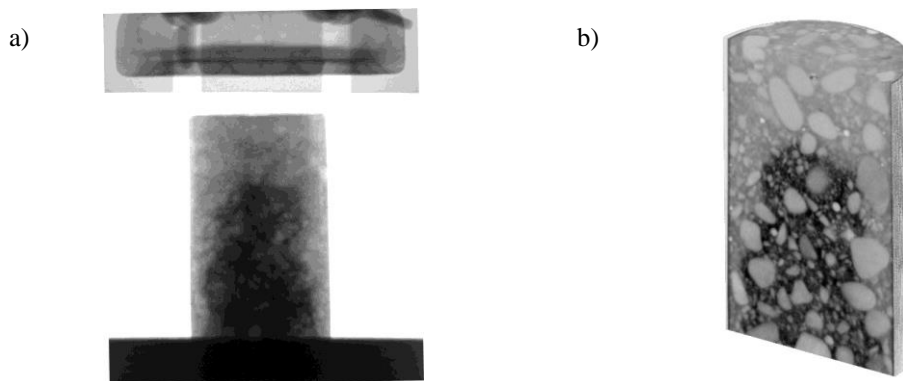
While the sample was being heated, neutron tomography was performed (see Figure 1b). Neutron tomography is an innovative technique that can provide more detailed information about local moisture distribution. The principle of neutron tomography is very similar to x-ray computed tomography. However, in contrast to x-rays,

whose attenuation depends on the atomic number, neutrons interact with the nuclei. The hydrogen atoms of the water molecule highly attenuate neutrons, which makes possible the detection of moisture and drying front in concrete. In addition, due to the presence of free and chemically bound water, the cement paste has higher neutron attenuation than the aggregates. Thus, the latter can be easily distinguished from the cement matrix. This is not possible using x-ray source since the x-ray attenuation of aggregates and cement paste is similar.

The world leading flux at ILL allowed taking a 3D scan with 500 projections in only one minute. This time resolution was enough for capturing the fast dehydration process occurring inside concrete. In terms of space resolution, the pixel size is 200  $\mu\text{m}$ . At the end of each test, higher resolution tomographies (pixel size 50  $\mu\text{m}$ ) have been obtained for having more details on the meso-structure as well as for determining the exact position of the embedded thermocouples which is necessary for numerical modeling. The radiographs obtained during the tests represent maps of attenuation accumulated along the neutron path through the concrete sample. In Figure 2a, one such radiograph for a given angle at a given time is reported, which highlights the portion of the sample where drying has occurred. The radiogram also shows the heater at the top. The rock wool and the aluminium are practically invisible, as by design. A 3D field of neutron radiation attenuation, as shown in Figure 2b, can be reconstructed by using a set of radiographies obtained at different angular positions. In this work, projections in 500 angular stations at regularly spaced interval between  $0^\circ$  to  $180^\circ$  are used. The reconstructions are done in the software X-act from RX Solutions. This software uses the standard Feldkamp (FDK) back projection algorithm [FEL 84]. Before the reconstruction in X-act, the recorded images have been corrected for camera electronic noise (dark current correction) and inhomogeneity of the neutron beam or of the scintillator screen (flat field correction). In addition, a selective median filter has been applied for getting rid of the dead pixels resulting from the gamma rays received by the detector.



**Figure 1.** Experimental setup: a) CAD drawing b) Arrangement inside the beam line at ILL

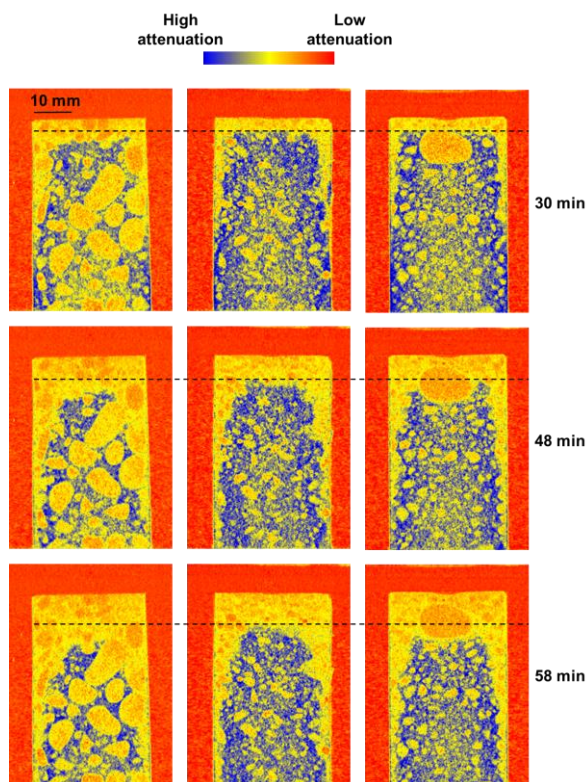


**Figure 2.** a) Example of a radiogram acquired in this work b) 3D reconstruction of radiograms

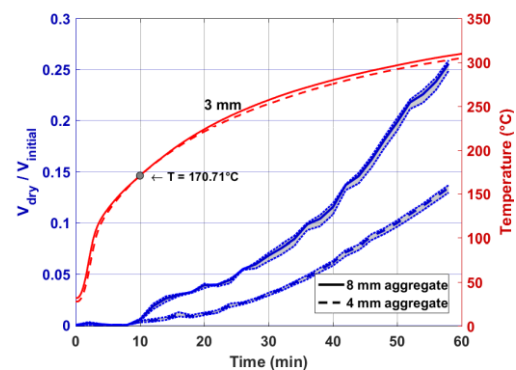
## 2.2. Results

In Figure 3, vertical slices from 3D scan at three different times containing the samples' axis of rotation are shown for three tested samples: HPC 8mm (left), HPC 4mm (middle), HPC 4mm with a single big aggregate at the top (right). The evolution of the drying front is evident in the images. These results show qualitatively, how the drying front moves *faster* in the sample HPC 8mm (on the left in Figure 3) compared to HPC 4 mm (on the middle in Figure 3). Another highlighted information is that, in all tested samples, there was faster drying at the lateral boundaries despite the use of heat and moisture isolation. Further image analysis has been done for a quantitative comparison of the drying front. This analysis consists on masking out the aggregates from the images for a direct comparison of the dried cement paste for each sample. Note that only the core of the sample, where the front is uniform has been considered. The results of this analysis are presented in Figure 4. HPC 8mm reaches 25 % drying, whereas HPC 4 mm only about half of it. This confirms the observation that bigger aggregates result in faster drying. The later starts when temperature at 3 mm from the surface of both samples is 170°C.

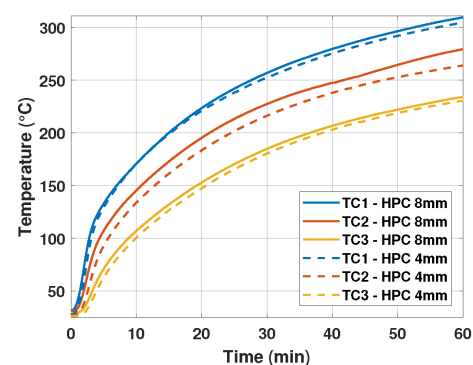
For understanding if the aggregate size has an influence on the thermal field, the temperatures measurements at three points inside each specimen are compared. The results, presented in Figure 5, show that the temperature is very similar in both samples indicating that the thermal field is not the reason behind the different drying velocity. A possible explanation of the differences in the drying front is heat induced cracking and its dependency on the aggregate size. The more pervasive fracture network induced in the HPC 8 mm would accelerate the drying process. When looking at the drying front of HPC 4 mm with a single big aggregate at the top (on the right in Figure 3), it is clear that this aggregate accelerates the drying process. Most of the acceleration of the process happens while the front is grazing the sides of the macro aggregate where the fracture network is likely to be more pervasive. This test also rules out other hypotheses, for example that the faster heat transport by the aggregate results in faster drying front, since the latter follows the sides of the aggregate and does not restart.



**Figure 3.** Vertical slices from reconstructed 3D volumes showing the evolution of the drying front in HPC 8 mm (on the left), HPC 4 mm (on the middle) and HPC 4 mm with a single aggregate (on the right)



**Figure 4.** Evolution of the drying front measured in terms of dry cement volume fraction considering only the core of samples HPC 8 mm and HPC 4mm



**Figure 5.** Temperature profiles highlighting no difference between HPC 4 mm and HPC 8mm

### 3. Numerical modeling

#### 3.1. Mathematical model

Concrete is modeled as a porous multiphase material where the voids of the solid skeleton are filled with liquid and gas. The gas phase is considered to be a perfect mixture of dry air and water vapor. The numerical model is based on the hybrid mixture theory in the mathematical formulations proposed in [LEW 98]. For sake of brevity only the final form of the macroscopic conservation equation is given.

*Dry air balance equation*

$$\frac{\partial}{\partial t}(\phi(1-S)\rho_a) + \nabla \cdot (\rho_a \mathbf{v}_a) + \alpha(1-S)\rho_a \frac{\partial}{\partial t}(\nabla \cdot \mathbf{u}) = 0 \quad [1]$$

*Water species (liquid-vapour) balance equation*

$$\frac{\partial}{\partial t}(\phi(S\rho_l + (1-S)\rho_v)) + \alpha \frac{\partial}{\partial t}(\nabla \cdot \mathbf{u})(1-S)\rho_{gw} + S\rho_l + \nabla \cdot (\rho_v \mathbf{v}_v + \rho_l \mathbf{v}_l) = \dot{m}_{\text{dehyd}} \quad [2]$$

*Energy Balance equation*

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} + \nabla \cdot (-k_{\text{eff}} \nabla T) + (\rho_v c_{pv} \mathbf{v}_v + \rho_a c_{pa} \mathbf{v}_a + \rho_l c_{pl} \mathbf{v}_l) \cdot \nabla T = -\dot{m}_{\text{dehyd}} \Delta h_{\text{dehyd}} - \dot{m}_{\text{evap}} \Delta h_{\text{evap}} \quad [3]$$

where

$$\dot{m}_{\text{evap}} = \frac{\partial}{\partial t}(\phi(1-S)\rho_v) + \nabla \cdot (\rho_v \mathbf{v}_v) + \alpha S \rho_l \frac{\partial}{\partial t}(\nabla \cdot \mathbf{u}) \quad [4]$$

*Linear momentum conservation equation*

Linear momentum conservation equation for the mixture in terms of total stress can be written in its incremental form, neglecting inertial effects:

$$\nabla \cdot \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial t} + \frac{\partial \rho}{\partial t} \mathbf{b} = 0 \quad [5]$$

where  $\rho$  is the averaged density of the multiphase medium given by:

$$\rho = (1-\phi)\rho_s + \phi S \rho_l + \phi(1-S)\rho_l \quad [6]$$

and  $\mathbf{b}$  is the specific body force term, usually corresponding to the acceleration of gravity.

Mechanical damage effect is taken into consideration following the Mazars' scalar isotropic model [MAZ 89] combined with the thermo-chemical damage  $V$ , taking into account changes of material stiffness due to thermally induced micro cracks.

State variables are here determined in the number of 6: gas pressure  $p_g$ , capillary pressure  $p_c$ , temperature  $T$  and displacement vector of the solid matrix  $\mathbf{u}$  ( $\mathbf{u}_x, \mathbf{u}_y, \mathbf{u}_z$ ). The balance equations are supplemented by an appropriate set of constitutive relationships which permit to reduce the number of independent state variables [DAL 07, GAW 01]. The numerical model has been implemented in the finite element software Cast3M [CEA 06]. The implemented code is 20-30 times faster than the existing implementation [DAL 07] in which the code was based on. The model has been validated against available experimental tests measuring temperature, gas pressure and mass loss [DAU 18].

#### 3.2. Numerical Analysis

In this paper the numerical model has been used for the 3D simulations of the moisture profiles obtained through neutron tomography tests. Two case studies are considered.

##### 3.2.1 Case Study I: Homogenized continuum

First, the simulation of temperature and moisture profiles is performed by considering the material as a homogenized continuum. The sample HPC 4 mm is considered. A cylindrical geometry has been discretized in



2mm first order tetrahedral elements. The boundary conditions have been adapted as in the experiments (see Figure 6a). For the thermal boundary condition, the heat flux on the hot side is:

$$-\mathbf{n} \cdot (-k_{\text{eff}} \nabla T) = h_t (T_{\text{ext}} - T) + \sigma \varepsilon (T_{\text{ext}}^4 - T^4) \quad [7]$$

where  $h_t$  is the convective heat transfer coefficient,  $\sigma$  is the Stefan-Boltzmann constant and  $\varepsilon$  is the surface emissivity and  $T_{\text{ext}}$  is the temperature of the radiant heater. On the cold side, heat convection with the ambient is considered. The effect of radiation is assumed negligible. So the heat flux is:

$$-\mathbf{n} \cdot (-k_{\text{eff}} \nabla T) = h_t (T_{\text{ext}} - T) \quad [8]$$

where the temperature  $T_{\text{ext}}$  corresponds to the room temperature. For the gas mixture, the pressure is fixed at atmospheric pressure on the hot and cold sides:

$$p_g = p_{\text{atm}} \quad [9]$$

Natural boundary condition is assumed at the lateral sides (no air flux). The boundary condition for the vapor transport through the hot and cold side is specified by the vapor flux as:

$$-\mathbf{n} \cdot (\rho_v \mathbf{v}_v + \rho_l \mathbf{v}_l) = h_g (\rho_v^{\text{amb}} - \rho_v) \quad [10]$$

where  $h_g$  is the mass transfer coefficient. The ambient vapor density is determined from the relative humidity. Faster lateral drying observed experimentally suggests a moisture leak on the sides. Therefore, same boundary condition as in Equation [10] with a lower mass transfer coefficient is adopted laterally.

Except some small discrepancies, the temperature field is well predicted (see Figure 7a). Note that the exact position of the thermocouples (TC1, TC2 and TC3) where the temperatures are measured has been determined from the high resolution neutron images.

In the moisture profiles obtained through neutron tomography experiments, the attenuation coefficient is directly related to the water content. In numerical modeling the variation in water content ( $w_{\text{change}}$ ) is calculated from the change in the saturation of pores and dehydration of cement paste:

$$w_{\text{change}} = (\phi S \rho_l)_0 - (\phi S \rho_l)_t + \Delta m_{\text{dehyd}} \quad [11]$$

The variation of the water content is normalized to the initial water content ( $w_i = 189 \text{ kg/m}^3$ ) for direct comparison with the experimental results:

$$\left| w_{\text{change}} \right| = \frac{w_i - w_{\text{change}}}{w_i} \quad [12]$$

The results of the variation of water content at different time steps are presented in Figure 7b. As in the experiments (see the results in the middle in Figure 3), a faster drying at the boundaries can be observed due to a possible moisture escape laterally. The numerical model gives also satisfactory results in terms of the speed of the drying front. In addition, a moisture accumulation (shown as darker) is observed behind the front.

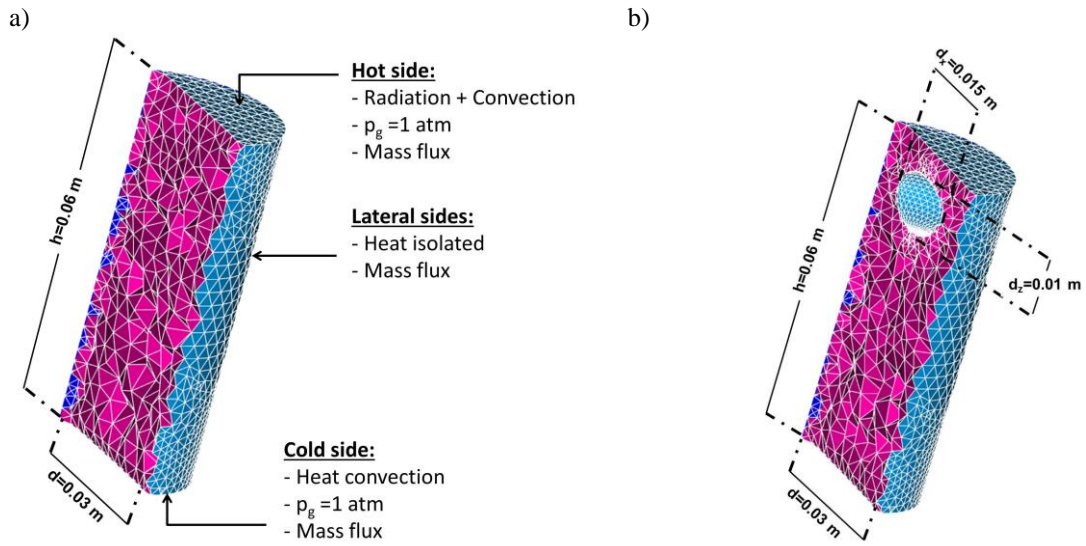
### 3.2.2 Case Study II: Simplified mesoscopic approach

A mesoscopic approach is adopted for a simplified case of HPC 4 mm sample with a single aggregate at the top (see Figure 6b). The aggregate is modeled as a solid material (no permeability, no porosity) with a higher thermal conductivity (about 3 times) with respect to the cement paste. Thus the aggregate will transfer heat but not mass. The boundary conditions are the same as in Figure 6a.

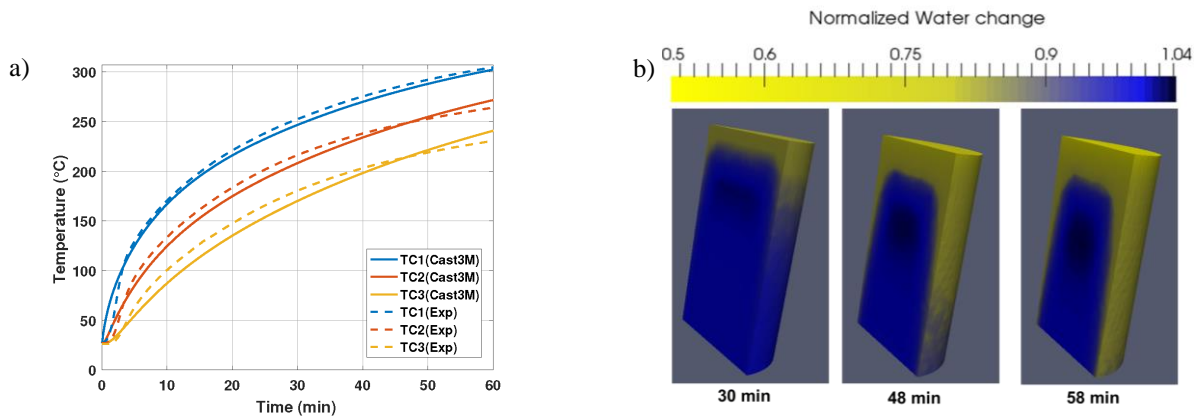
A nonlocal damage model is used for the mechanical part [MAZ 89]. The damage parameter is coupled with the permeability of the material as in [GAW 02].

$$k = k_0 \cdot 10^{A_r(T-T_0)} \cdot \left( \frac{p_g}{p_{\text{atm}}} \right)^{A_p} \cdot 10^{A_D} \quad [13]$$

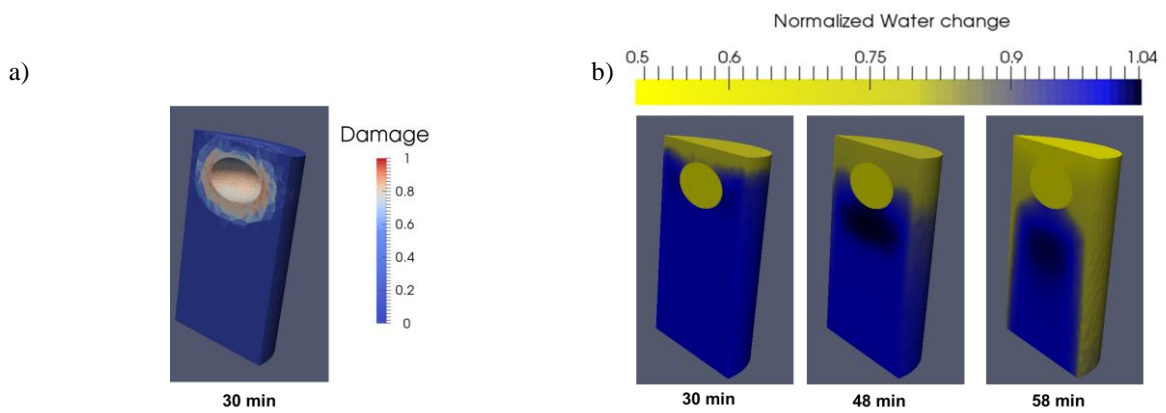
In Figure 8a the damage field is shown in the cement paste. Damage in the cement paste around the aggregate is observed due to the different thermo-mechanical behavior of aggregate and cement paste. A much higher permeability induced by the damage results in faster drying around the aggregate (see Figure 8b), as observed in the experiment (see the results in the right in Figure 3).



**Figure 6.** Model setup showing the discretized geometry for: a) HPC 4mm (Case Study I) b) HPC 4 mm with a single aggregate at the top (Case Study II).



**Figure 7.** Case Study I: 3D numerical simulation for predicting: a) temperature b) water content in sample HPC 4mm.



**Figure 8.** Case Study II: Simulation of a) damage field and b) water content in sample HPC 4mm with a single aggregate at the top highlighting the influence of the aggregate on the moisture profile

#### 4. Conclusion

An experimental setup, adapted for neutron imaging and high-temperature testing of concrete has been developed. The local moisture distribution, which is believed to be directly related to spalling, has been measured for the first time in 3D by the aid of neutron tomography. Thanks to the high neutron flux at ILL it was possible to take one tomogram per minute, which is an order of magnitude faster than in other neutron tomography tests reported in the literature. The effect of the aggregate size on the global dehydration speed was investigated. Samples with 8 mm maximum aggregate size dried faster than samples with 4 mm maximum aggregate size. Results from the numerical simulations are in good accordance with the experiments in terms of temperature field, global drying speed and shape of drying front. A mesoscopic approach, adopted in the thermo-hydro-mechanical model, showed through a simplified case how an aggregate can influence the drying front. Such simulation is the first step to mesoscopic THM modeling of concrete at high temperature deemed crucial in understanding the spalling mechanisms.

#### 5. References

- [CEA 06] CEA, Cast3M, Finite element Code, CEA. 2006.
- [DAL 07] DAL PONT S., DURAND S., and SCHREFLER B., «A multiphase thermo-hydro-mechanical model for concrete at high temperatures—Finite element implementation and validation under LOCA load», *Nuclear Engineering and Design*, vol. 237, 22, 2007, 2137-2150.
- [DAU 17] DAUTI D., DAL PONT S., SCIUMÉ G., and BRIFFAUT M., «Numerical benchmark of experiments on heated concrete», *International Workshop on Concrete Spalling*, Borås, Sweden, 2017, 197-203.
- [DAU 18] DAUTI D., DAL PONT S., WEBER B., BRIFFAUT M., TOROPOVS N., WYRZYKOWSKI M., and SCIUMÉ G., «Modelling Concrete Exposed to High Temperature: Impact of Dehydration and Retention Curves on Moisture Migration (accepted)», *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2018.
- [DAV 10] DAVIE C.T., PEARCE C.J., and BIĆANIĆ N., «A fully generalised, coupled, multi-phase, hygro-thermo-mechanical model for concrete», *Materials and Structures*, vol. 43, 1, 2010, 13-33.
- [DER 12] DER HEIJDEN G.H.A.V., PEL L., and ADAN O.C.G., «Fire spalling of concrete, as studied by NMR», *Cement and Concrete Research*, vol. 42, 2, 2012, 265-271.
- [FEL 84] FELDKAMP L.A., DAVIS L.C., and KRESS J.W., «Practical cone-beam algorithm», *Journal of the Optical Society of America A*, vol. 1, 6, 1984, 612-619.
- [GAW 99] GAWIN D., MAJORANA C., and SCHREFLER B., «Numerical analysis of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at high temperature», *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, vol. 4, 1, 1999, 37-74.
- [GAW 01] GAWIN D., MAJORANA C., PESAVENTO F., and SCHREFLER B., «Modelling thermo-hydro-mechanical behaviour of high performances concrete in high temperature environments», *Fracture Mechanics of Concrete Structures (FRAMCOS'4)*, vol. 2001, 199-206.
- [GAW 02] GAWIN D., PESAVENTO F., and SCHREFLER B.A., «Simulation of damage–permeability coupling in hygro-thermo-mechanical analysis of concrete at high temperature», *Communications in Numerical Methods in Engineering*, vol. 18, 2, 2002, 113-119.
- [KAL 00] KALIFA P., MENNETEAU F.-D., and QUENARD D., «Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures», *Cement and Concrete Research*, vol. 30, 12, 2000, 1915-1927.
- [LEW 98] LEWIS R.W. and SCHREFLER B.A., *The finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media*, (1998).
- [MAZ 89] MAZARS J. and PIAUDIER-CABOT G., «Continuum damage theory—application to concrete», *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 115, 2, 1989, 345-365.
- [MIN 10] MINDEGUIA J.-C., PIMIENTA P., NOUMOWÉ A., and KANEMA M., «Temperature, pore pressure and mass variation of concrete subjected to high temperature—experimental and numerical discussion on spalling risk», *Cement and Concrete Research*, vol. 40, 3, 2010, 477-487.
- [TOR 15] TOROPOVS N., LO MONTE F., WYRZYKOWSKI M., WEBER B., SAHMENKO G., VONTOBEL P., FELICETTI R., and LURA P., «Real-time measurements of temperature, pressure and moisture profiles in High-Performance Concrete exposed to high temperatures during neutron radiography imaging», *Cement and Concrete Research*, vol. 68, 2015, 166-173.

---

# Investigation de la nature minéralogique des ciments de verre alcali-activé par RMN du solide

B. Marchand<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Centrale Lille, UCCS, UMR CNRS 8181, CS20048, F-59651 Villeneuve d'Ascq, France, [baptiste.marchand@centralelille.fr](mailto:baptiste.marchand@centralelille.fr)

---

*Cet article analyse la structure minéralogique de verres sodo-calciques activés avec de la soude NaOH. Le mélange forme un Ciment Alcali-Activé (CAA), qui résiste mécaniquement à l'immersion sous eau. Le but est de déterminer si la présence de calcium dans la poudre de verre peut participer, avec l'alcali-activation, à la formation de silicates de calcium hydratés (S-C-H), qui sont responsables de la résistance à l'eau dans les pâtes de ciments de Portland hydraté. Notre étude conjugue des analyses au MEB, où des aiguilles similaires aux S-C-H dans la pâte de Portland sont observées, la Diffraction de Rayons X (DRX), mais les pâtes sont trop amorphes pour permettre l'identification de phases minérales cristallines. Finalement, la résonance magnétique nucléaire à rotation à l'angle magique (MAS NMR) du <sup>29</sup>Si montre que les S-C-H représentent au plus 2-3 % dans les pâtes de CAA à 4 et 8 mol/l de NaOH. Ils ne peuvent donc pas être considérés comme responsables de la résistance à l'eau des mortiers et pâtes de CAA à base de verre sodo-calcique. Le CAA est plutôt formé d'hydrates de silicates de sodium et/ou de gel de silice.*

*This contribution analyzes the structure of sodium-lime-silica (SLS) glass alkali-activated with NaOH. The mix forms an Alkali-Activated Cement (AAC), which has proven to be mechanically resistant when immersed under water. The aim of this contribution is to determine whether the presence of calcium in the glass powder may have contributed, together with alkali-activation, to forming Calcium Silicate Hydrates (S-C-H), which are responsible for water resistance in hydrated Portland cement pastes. This is investigated by SEM, where needles similar to S-C-H in Portland paste are observed, then by X Ray Diffraction (XRD), but the pastes are too amorphous to allow any phase identification. Finally, <sup>29</sup>Si Magic Angle Spinning Nuclear Magnetic Resonance (MAS NMR) shows that S-C-H are at most 2–3% in the 4 M and 8 M NaOH AAC pastes, so that they cannot be considered responsible for the water resistance of SLS glass AAC pastes and mortars. The latter are rather formed of sodium silicate hydrates and/or silica gel.*

**MOTS-CLÉS :** Céramique, matériaux amorphes, microstructure, techniques aux rayons X, microscopie électronique, résonance magnétique nucléaire

**KEYWORDS:** Ceramics, Amorphous materials, Microstructure, X ray techniques, Electron microscopy, Nuclear magnetic resonance

---

## 1. Introduction

### 1.1. Contexte

Du fait d'une qualité insuffisante (teneur en  $\text{SiO}_2$  notamment), les verres sodo-calciques issus de l'industrie ne sont pas tous recyclables, comme par exemple le verre issu de la construction (vitres) ou les bouteilles de boisson [LU 2018]. Parmi ces derniers, le verre coloré est difficile à mettre en œuvre pour fabriquer de nouveaux produits en verre, mais son utilisation en tant que matière première de ciments dits géo-polymères est prometteuse [IDIR 2011], [CYR 2012] et [BAD 2015].

À l'heure actuelle, de nombreuses études [LU 2018], [CYR 2012], [BAD 2015], [KAR 2005], [SOB 2007] et [TOR 2009] ont permis de mettre au point des prototypes prometteurs de ciments à base de verre sodo-calcique, mais des interrogations persistent avant de pouvoir le recycler de façon plus étendue.

Tout d'abord, la production de géopolymère n'est pas la seule façon de recycler la poudre de verre sodo-calcique. Plusieurs méthodes visant à son incorporation (comme charge minérale) sont proposées dans la littérature, allant de l'asphalte aux céramiques [KAR 2017], et à la production de ciment Portland [CYR 2012], [BAD 2015], [LU 2017], [LU 2017], [GAI 2018] et [CHE 2018]. D'autres études utilisent la poudre de verre comme matériau de filtration, comme constituant de résines époxy, dans la production de fibres de verre, comme ciments de finition (appelés aussi « mortiers d'architecte »), comme matériaux abrasifs pour le nettoyage de surface, et comme pigments pour peinture [SIL 2017], ou plus simplement comme agrégats dans la construction de chaussées [TSA 2009]. Les avantages économiques de ces différentes utilisations (et plus particulièrement les géopolymères) doivent être évalués vis-à-vis de la consommation d'énergie, du nombre et du coût des différentes opérations menant au produit final. Dans ce contexte, le principal atout des géopolymères à base de verre sodo-calcique est leur faible consommation énergétique pendant leur fabrication.

Lorsque du verre sodo-calcique est utilisé comme CAA, il s'agit d'une sorte de géopolymère selon J. Davidovits [DAV 2011]. Malgré tout, la durabilité de ce ciment CAA à base de verre sodo-calcique est encore controversée, en particulier sa résistance à l'eau, bien qu'une cure en température puisse améliorer cet aspect [CYR 2012], [BAD 2015] et [TON 2017]. Ainsi, les résultats [DAV 2017] témoignent d'une perte limitée de la résistance à la compression lorsqu'un mortier de CAA est curé pendant 24 h à 65 °C, et ensuite placé sous eau, à 20 °C, pendant 6 jours supplémentaires. La formulation utilisée limite le rapport eau/ciment (E/C), emploie une poudre de verre suffisamment fine et une concentration en NaOH optimisée. L'explication de l'origine minéralogique de la résistance mécanique des CAA à base de verre sodo-calcique est également controversée. Ainsi, alors que [BAD 2015] et [RED 1990] indiquent qu'ils sont composés de silicates d'aluminium et de sodium hydratés (*N-A-S-H* en anglais) ou de gel de silice, d'autres études [CYR 2012] et [RED 1990], indiquent qu'il s'agit d'un mélange de *N-A-S-H* et de *S-C-H*. Ces derniers sont les principaux responsables de la résistance à l'eau (hydraulicité) du ciment Portland [TAY 1990]. Les *S-C-H* étant stables sous l'eau, leur présence expliquerait la résistance à l'eau de CAA à base poudre de verre mesurée dans [DAV 2017].

### 1.2. But et originalité du travail

Cette contribution se focalise sur la valorisation de poudre de verre utilisée comme CAA. La formulation a été optimisée lors de précédentes recherches de mise au point de mortiers préfabriqués [DAV 2017]. Notre principal objectif ici est de déterminer si les *S-C-H* sont présents, et en quelle quantité, afin d'expliquer la résistance mécanique du CAA lorsqu'il est immergé sous l'eau. Dans ce but, la structure des mortiers et des pâtes est analysée par différentes méthodes expérimentales, avec de la diffraction aux rayons X (DRX), de la microscopie à balayage électronique (MEB) couplée à l'Énergie Dispersive des rayons X (EDX), et de la résonance magnétique nucléaire avec rotation à l'angle magique (*MAS NMR* en anglais) du  $^{29}\text{Si}$ . À notre connaissance, comparé à de précédentes recherches, [CYR 2012], [BAD 2015], [TON 2017], [DAV 2017] et [RED 1990] utilisant la DRX, le MEB, la spectroscopie IRTF ou l'ATG/ATD, notre originalité est de déconvoluer le spectre du  $^{29}\text{Si}$  pour déterminer la présence de *S-C-H*.

## 2. Matériaux et méthodes

### 2.1. Matériaux

Le verre vert issue de bouteilles est broyé finement, avec un  $d_{50} = 10\mu\text{m}$ , à l'aide d'un broyeur planétaire Pulverisette de chez FRITSCH. Par comparaison, la poudre de plus fine dans [CYR 2012] a un  $d_{50} = 15\mu\text{m}$  et dans [BAD 2015] un  $d_{50} = 30\mu\text{m}$ . La surface spécifique correspondante à notre poudre de verre est mesurée par

absorption de nitrogène et a une valeur moyenne de  $1960 \text{ cm}^2/\text{g} \pm 170$ , ce qui est dans la gamme basse des poudres de verre de [CYR 2012].

En utilisant la fluorescence X, nos poudres de verre sont composées de  $67 \text{ mol}\% \pm 1 \text{ SiO}_2$ ,  $16 \text{ mol}\% \pm 1 \text{ Na}_2\text{O}$ ,  $14 \text{ mol}\% \pm 2 \text{ CaO}$ ,  $2 \text{ mol}\% \pm 1 \text{ MgO}$ ,  $1 \text{ mol}\% \pm 1 \text{ Al}_2\text{O}_3$  et  $1 \text{ mol}\% \pm 1 \text{ K}_2\text{O}$ . Cela correspond à des ratios molaires  $(\text{Al}/\text{Si}) = 0,03$ ,  $(\text{Na}/\text{Si}) = 0,5$  et  $(\text{Ca}/\text{Si}) = 0,2$ . Le verre de bouteille sodocalcique le plus commun est composé de  $10\text{-}20 \text{ mol}\% \text{ Na}_2\text{O}$ ,  $5\text{-}15 \text{ mol}\% \text{ CaO}$ ,  $70\text{-}75 \text{ mol}\%$  de  $\text{SiO}_2$  et de traces de  $\text{Al}_2\text{O}_3$  comme les nôtres [SHE 2005]. Ces données montrent que nos verres sodocalciques contiennent moins de  $\text{SiO}_2$  que le verre commun ( $70\text{-}75 \text{ mol}\%$ ), même si leurs ratios molaires  $(\text{Si}/\text{Al})$ ,  $(\text{Si}/\text{Na})$  et  $(\text{Si}/\text{Ca})$  sont dans la même gamme. Selon la norme américaine ASTM C618 for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, la somme  $(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$  de nos verres sodocalciques étant supérieure à  $50 \%$ , on peut l'assimiler aux cendres volantes pouzzolaniques de classe C mais pas aux cendres volantes pouzzolaniques de classe F (qui requièrent  $(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3 \geq 70 \%)$ ). Ce potentiel pouzzolanique signifie que la formation de S-C-H est possible quand notre verre est utilisé comme matériau de complément du ciment dans le béton à base de Portland. Cependant, dans cette étude, le verre est alcali-activé par des solutions aqueuses de NaOH, à pH significativement plus élevé quand dans le ciment de Portland, des mécanismes de formation spécifiques sont donc attendus [WAL 2016].

## 2.2. Pâtes et mortiers

Des mortiers normalisés (selon EN196-1) sont faits en utilisant différentes concentrations de NaOH dans l'eau de malaxage, 2, 4, 5 et 8 M et avec un (E/C) allant de 0,39 à 0,49. Pour  $(\text{E}/\text{C}) = 0,39$ , les rapports molaires  $(\text{Na}/\text{Si}) = 0,62$ ,  $0,66$  ou  $0,79$  pour 4, 5 ou 8M,  $(\text{Ca}/\text{Si}) = 0,21$  et  $(\text{Al}/\text{Si}) = 0,02$ . Du sable siliceux (de Leucate, France) à distribution granulométrique normalisée est utilisé. Afin d'éviter les effets dus à la présence de quartz, des pâtes de ciments de formulations identiques sont faites pour les mesures de DRX et de MAS NMR. Tous les mortiers et toutes les pâtes sont curés à  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  ou à  $65 \text{ }^\circ\text{C}$  pendant 24h puis à  $20^\circ\text{C}$  à l'air ambiant ou sous l'eau, jusqu'à ce qu'ils soient testés mécaniquement. Tous les échantillons de pâtes analysés en DRX, MEB et MAS NMR sont curés à l'air ambiant.

Une formulation optimale est obtenue à 4 M de NaOH et un  $\text{E}/\text{C} = 0,39$ , avec une cure de 24h à  $65 \text{ }^\circ\text{C}$ . Dans ce cas, la résistance à la compression du mortier est de  $43,4 \text{ MPa}$  (à 7 jours avec une cure à l'air) et  $33,9 \text{ MPa}$  (à 7 jours avec une cure à l'eau), soit une différence de  $22 \%$ . Cela évolue à  $51,4 \text{ MPa}$  (à 28 jours avec une cure à l'air) et  $31,5$  (à 28 jours avec une cure à l'air), soit une différence de  $39 \%$ . Cela signifie une diminution de seulement  $7 \%$  entre 7 et 28 jours pour le mortier curé à l'eau et une augmentation de  $18 \%$  pour celui curé à l'air.

## 2.3. Mesures de DRX

Les données de diffraction sont collectées à température ambiante avec un diffractomètre Bragg-Brentano dans la géométrie  $\theta/\theta$  (Bruker Advance D8 type), équipé avec un détecteur LynxEye, utilisant les radiations  $\text{CuK}\alpha_1$  et  $\text{K}\alpha_2$  ( $\lambda = 1,54060$  et  $1,54440 \text{ \AA}$ , à  $40,0 \text{ kV}$  et  $40,0 \text{ mA}$ ), avec une plage de  $2\theta$  de  $5$  à  $70^\circ$  par palier de  $0,02^\circ$  et un temps d'acquisition de  $0,5\text{s}$  par palier.

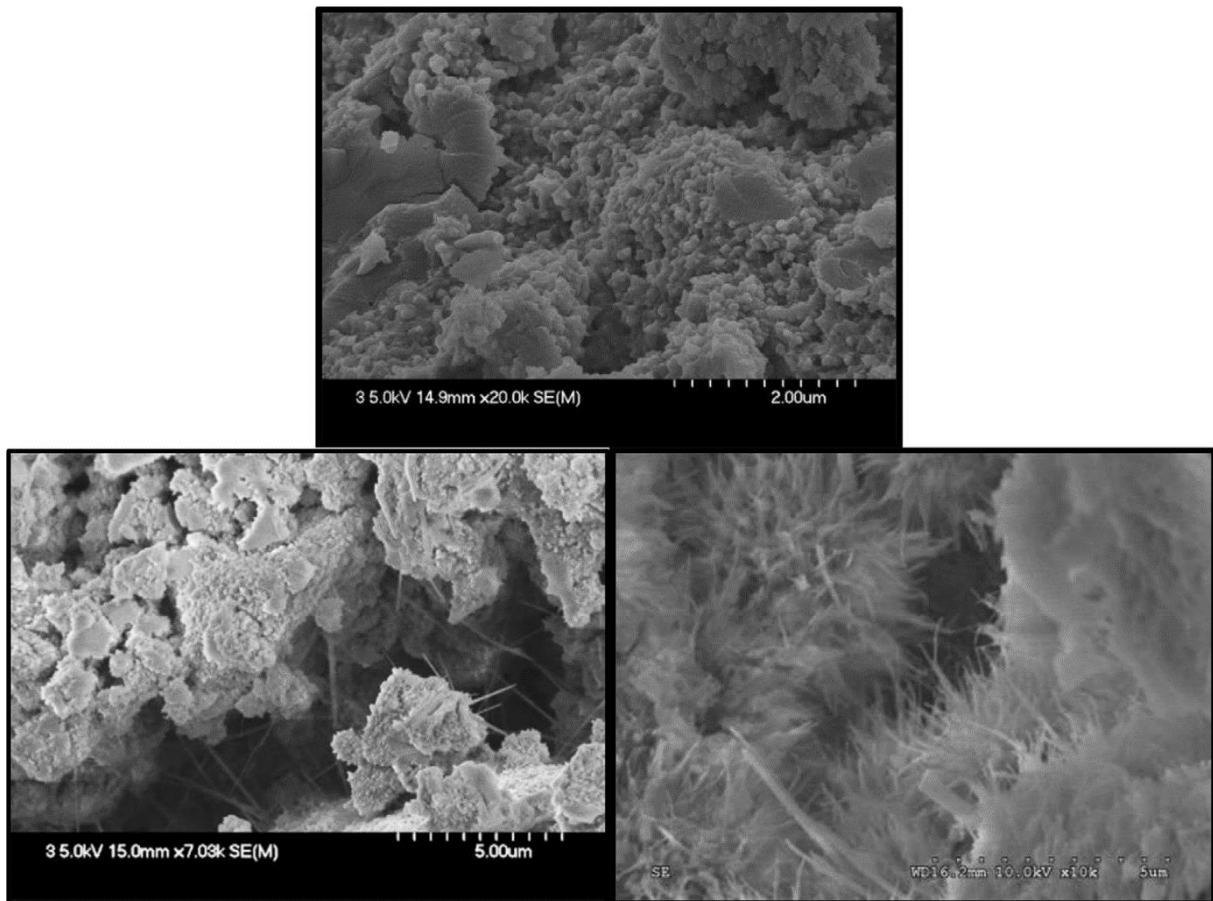
## 2.4. Mesures et décomposition du spectre du $^{29}\text{Si}$ par MAS NMR

Le spectre du  $^{29}\text{Si}$  obtenu par MAS NMR est enregistré à la fréquence de Lamor de  $79,5 \text{ MHz}$  à l'aide d'un spectromètre Bruker Avance  $400 \text{ MHz}$  ( $9,4 \text{ T}$ ). Les spectres sont obtenus à partir de  $736$  à  $2048$  scans, avec une pulsation de durée  $5 \mu\text{s}$  (correspondant à un saut d'angle de  $\pi/2$ ) et un temps de relaxation de  $120$  à  $600 \text{ s}$ . Les échantillons tournent à l'angle magique de  $54,71^\circ$  et à une vitesse de rotation de  $5 \text{ kHz}$  dans un rotor en zirconium de diamètre extérieur de  $7 \text{ mm}$ , avec du TMS (Tétraméthylsilane) utilisé comme référence. Les déconvolutions sont réalisées à partir du logiciel Dmfit [MAS 2002] afin d'identifier et quantifier les espèces de silicate  $\text{Q}^n$ , où  $n$  est le nombre d'atomes d'oxygène liés au silicate étudié.

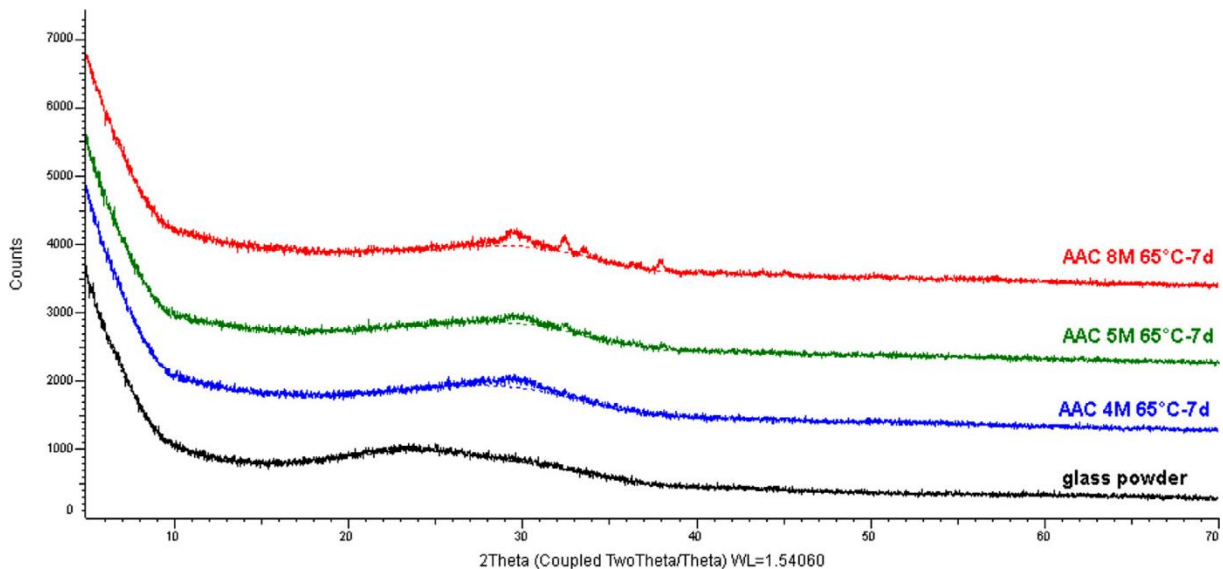
# 3. Résultats et discussion

## 3.1. Observations au MEB

La microstructure de la pâte dans les mortiers de CAA à base de verre sodocalcique est observée sur une surface de fracture (**Figure 1**). La structure attendue d'un ciment géopolymère est observée, avec les micelles géopolymériques [ZHA 2017] (**Figure 1**, haut). De plus, les pâtes de CAA présentent de nombreuses aiguilles individuelles, sortant des micelles (**Figure 1**, gauche). Elles sont visuellement similaires aux S-C-H, généralement observés sur les surfaces de fracture des ciments de Portland hydratés, et présentant un arrangement en forme d'oursin à l'échelle micrométrique. Ces arrangements sont bien documentés, par exemple comme observés par M.



**Figure 1.** (Haut et gauche) : Pâte de ciment d'un mortier à base de verre alcali activé à 2 M de NaOH et curée 24h à 65°C puis à 20°C, observé à 90 jours, montrant la présence d'aiguilles, potentiellement dues à la présence de S-C-H ; (droite) : S-C-H sous forme d' « oursins » observé sur une surface de fracture d'un mortier standard de pur CEMI de Portland (selon EN196-1) après plus de 28 jours de cure à 20 °C



**Figure 2.** Résultats de DRX de poudre de verre et de différentes pâtes de verre alcali-activés, en fonction de leur concentration en NaOH (4, 5 et 8 M) et ayant été curées à 65 °C pendant 24 h puis par 6 jours à 20 °C

Moranville dans [BAR 1993]. La question soulevée est, les aiguilles présentes dans la pâte de CAA sont-elles des S-C-H? Comme leur densité est très faible, il n'a pas été possible de les analyser au MEB (EDX).



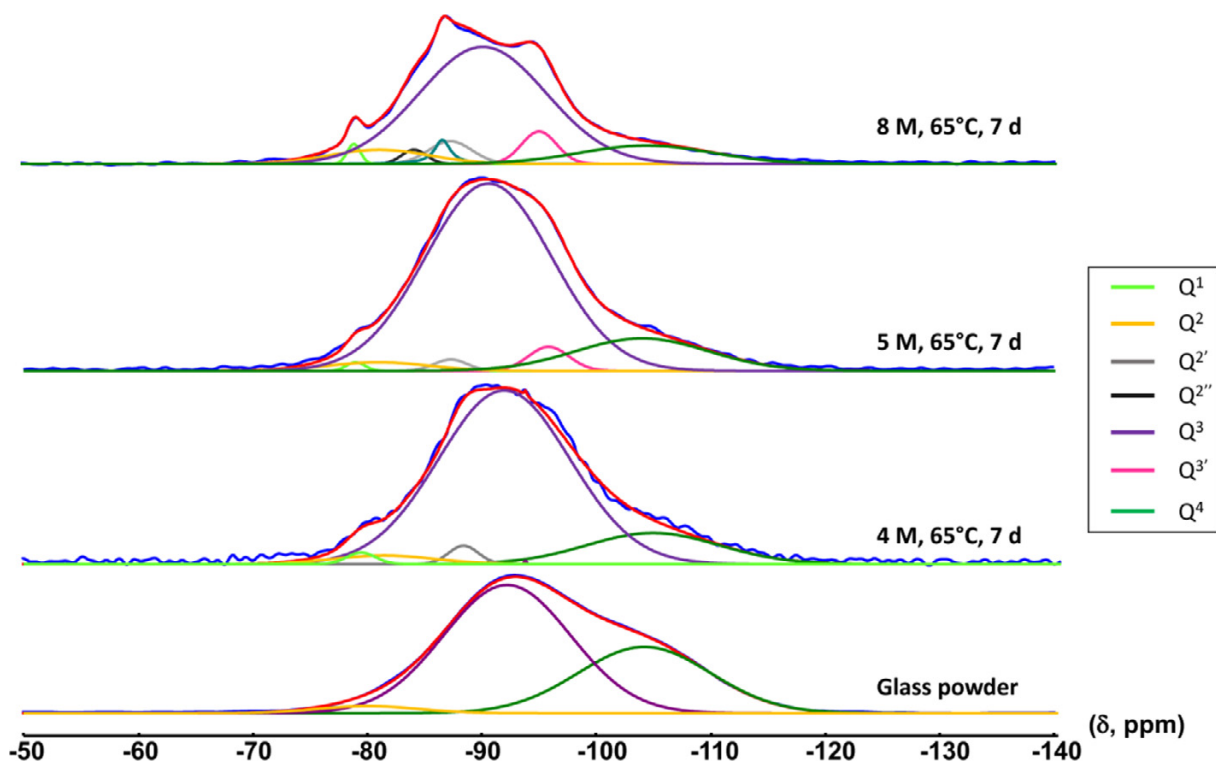
### 3.2. Analyse DRX

Ensuite, la présence des S-C-H a été recherchée sur des pâtes de ciment par DRX (**Figure 2.**). Comme attendu, la pâte est similaire à la poudre de verre initiale soit principalement amorphe, de ce fait aucune identification n'est possible sur les diffractogrammes, quel que soit la concentration en NaOH. Même les petits pics visibles pour une concentration en NaOH de 8 M n'ont pu être attribués à une phase particulière, Contenant du Ca, du Na, du Si, du Al ou du K.

### 3.3. Expériences de MAS NMR du $^{29}\text{Si}$

Les expériences de MAS NMR du  $^{29}\text{Si}$  explore l'environnement d'un atome de  $^{29}\text{Si}$  individuel, donc les milieux amorphes sont étudiables. Dans cette étude, la poudre de verre est comparée à la pâte de CAA avec des concentrations en NaOH de 4, 5 et 8 M (**Figure 3.**). Le degré de réticulation et la structuration de la poudre de verre et des pâtes sont déterminées par la décomposition du spectre en terme de déplacement chimique  $Q^n$ , avec  $n = 1$  à 4 (**Table 1.**).

La poudre de verre est faite de 34 % des forts réticulés  $Q^4$ , 63 % de  $Q^3$  et 3 % de  $Q^2$ . Dans les pâtes, quelle que soit la concentration de NaOH, la proportion de silicates  $Q^4$  diminue en faveur des  $Q^3$ ,  $Q^2$  et même  $Q^1$  (pour les pâtes à 4 M et 8M de NaOH seulement). Le verre est significativement décomposé et réorganisé par l'alcali-activation, la pâte à 4 M de NaOH a 79 % de  $Q^3$ , soit 16 % en plus que la poudre de verre. Les proportions en  $Q^2$  sont légèrement plus importantes que celles de la poudre de verre avec 3 %  $Q^2$  et 2%  $Q^{2'}$ . La présence de 1 % de  $Q^1$  est aussi enregistré mais elle est à la limite de détection. Le verre est encore plus décomposé et réorganisé dans la pâte à 5 M de NaOH avec 78 % de  $Q^3$ , 3 % de  $Q^{3'}$  et 3 % de  $Q^2$  et 2 % de  $Q^{2'}$ . Dans la pâte à 8 M de NaOH, la composition du matériau va vers des silicates moins réticulés (soit moins liés avec des atomes d'oxygène), avec 68 % de  $Q^3$ , 5 % de  $Q^{3'}$  et 6 % de  $Q^2$  et 2 % de  $Q^{2'}$  et 1 % de  $Q^1$ .



**Figure 3.** Résultats de MAS NMR du  $^{29}\text{Si}$  pour une poudre de verre et pour du verre alcali-activé en utilisant 4 M, 5 M ou 8 M de NaOH et curé pendant 24h à 65 °C puis 6 jours à 20°C

Afin de déterminer la présence de S-C-H, il est supposé que les S-C-H potentiellement formés dans les CAA à base de verre ont une structure identique à celle trouvée dans les pâtes de ciment de Portland hydraté pures [WAL 2016], [WAN 2003] et [ZHA 2017], soit 27-55 % de  $Q^1$  à -79 ppm (en fonction de l'état de séchage), 10-15 % de  $Q^2$  à -86 ppm, 7-20  $Q^{2'}$  à -84 ppm et 7-10 % de  $Q^{2''}$  à -82 ppm (32-37 % pour tous les  $Q^2$ ).

Premièrement, le pic  $Q^2$  à -84 ppm et le pic  $Q^1$  à -79 ppm sont les seuls présents à la fois dans les S-C-H des pâtes de Portland et dans les CAA à base de verre. Cependant, les autres déplacements chimiques du  $Q^2$  sont différent de ceux dans les S-C-H de seulement 1 ppm (-87 ppm au lieu de -86 ppm et -81 ppm au lieu de -82 ppm). Cet écart peut être dû à un environnement différent des atomes  $^{29}\text{Si}$  entre le ciment de Portland et les pâtes de CAA à base de verre.

**Tableau 1.** Résultats des décompositions des spectres de MAS NMR du  $^{29}\text{Si}$ . Déplacement chimique des silicates  $Q^n$ , pour de la poudre de verre et pour du verre alcali-activé en utilisant 4 M, 5 M ou 8 M de NaOH et curé 24 h à 65°C suivi par 6 jours à 20°C. LMH signifie largeur à mi-hauteur. En vert : déplacement  $Q^4$  ; en rouge : déplacement  $Q^3$  ; en orange : déplacement  $Q^2$  ; en bleu : déplacement  $Q^1$ .

$Q^n$ , avec n = 4 à 1	$Q^n$ attendu Position (ppm)	$Q^n$ du spectre	Poudre de verre			CAA 4 M 65 °C 7 j			CAA 5 M 65 °C 7 j			CAA 8 M 65 °C 7 j		
			Position (ppm)	LMH (ppm)	%	Position (ppm)	LMH (ppm)	%	Position (ppm)	LMH (ppm)	%	Position (ppm)	LMH (ppm)	%
$Q^4$	> - 101	$Q^4$	-104,1	13,6	34,0	-104,5	13,6	14,0	-104,0	13,6	14,0	-104,3	13,6	11,0
$Q^3$	- 101 à - 90	$Q^3$	-92,2	13,1	63,0	-92,0	13,5	79,0	-90,6	13,0	78,0	-90,0	13,0	68,0
		$Q^{3'}$	-	-	-	-	-	-	-95,8	4,2	3,0	-94,9	3,6	5,0
$Q^2$	- 90 à - 80	$Q^2$	-	-	-	-88,0	3,0	2,0	-87,3	3,4	1,0	-87,2	4,4	6,0
		$Q^{2'}$	-80,0	10,2	3,0	-81,0	10,2	3,0	-81,0	10,2	3,0	-81,0	10,2	6,0
		$Q^{2''}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-84,0	2,5
$Q^1$	- 80 à - 70	$Q^1$	-	-	-	-79,0	2,9	1,0	-	-	-	-78,8	1,3	1,0

Deuxièmement, si tous les  $Q^1$  formés pendant l'alcali-activation de la poudre de verre sont attribués aux S-C-H, l'augmentation des  $Q^1$  est de 1 % pour les pâtes à 4 M et 8 M de NaOH (il n'y a pas eu d'augmentation des  $Q^1$  observée pour la pâte à 5 M de NaOH). Les silicates en configuration  $Q^1$  représentent entre 27 et 55 % dans le ciment de Portland [BAR 1993], en utilisant le produit en croix, ce résultat signifie qu'au maximum, 2-3 % de S-C-H peuvent être formés dans les pâtes à 4 M et 8 M de NaOH, et aucun dans la pâte à 5 M de NaOH. Cela semble trop peu pour expliquer la résistance à l'eau des mortiers de CAA à base de verre sodo-calcique par les S-C-H. Il semblerait que le ciment de verre alcali activé soit plutôt fait d'hydrate de silicate de sodium N-(A)-S-H, ou de gel de silice, qui seraient responsables des principales propriétés macroscopiques observés sur les mortiers. Des analyses complémentaires indiqueront si les pâtes sont faites de N-(A)-S-H ou de gel de silice, par exemple en analysant la quantité d'eau libre et de silanol relâchés des pâtes CAA par analyses thermogravimétrique différentielle (ATD).

## 4. Conclusion

Cette étude a montré que la poudre de verre sodo-calcique alcali activée est faite d'une proportion très limitée de S-C-H (2-3 % au plus après 7 jours de maturation, incluant 24 h à 65 °C). Cela fournit une base de référence et une méthode pour déterminer la proportion de S-C-H dans les CAA à base de silice. Des compléments seront nécessaires en particulier pour avoir une référence de la MAS NMR du  $^{29}\text{Si}$  pour des S-C-H à faible ratio (Ca/Si). En outre, l'idée de former des S-C-H à la place des N-A-S-H pour stabiliser les CAA à base de verre sous l'eau fera l'objet d'un prochain développement, en broyant le verre avec des matériaux réactifs source de calcium (ex : des cendres volantes de classe C).

## 5. Bibliographie

[BAD 2015] BADANOIU A.I., AL-SAAD T.H.A., VOICU G., « Synthesis and Properties of New Materials Produced by Alkaline Activation of Glass Cullet and Red Mud » *International Journal of Mineral Processing*, vol. 135, 2015, p. 1–10.

- [BAR 1993] BARON J., SAUTEREY R., Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 560p,1993.
- [CHE 2018] CHEN Z., LI J.S., POON C.S., « Combined use of sewage sludge ash and recycled glass cullet for the production of concrete blocks », *Journal of Cleaner Production*, vol. 171, 2018, p. 1447–1459.
- [CYR 2012] CYR, M., IDIR, R., POINOT, T., « Properties of inorganic polymer (geopolymer) mortars made of glass cullet », *Journal of Materials Science*, vol. 47, 2012, p. 2782 – 2797.
- [DAV 2017] DAVY C.A., MARCHAND B., ALBERT-MERCIER C., TRICOT G., DUBOIS Th., LACARRÈRE J., BAKOWSKI S, French seminar on geopolymers, geocomposites and geomaterials, France, October 2017.
- [DAV 2011] DAVIDOVITS J., *Geopolymer Chemistry & Applications*, 3<sup>ème</sup> ed., Saint-Quentin, France, Institut Geopolymere, 2011.
- [GAI 2018] GAITANELIS D., LOGOTHETIS D., PERKOULIDIS G., MOUSSIOPOULOS N., « Investigation and evaluation of methods for the reuse of glass from lamps recycling », *Journal of Cleaner Production*, vol. 172, 2018, p. 1163–1168.
- [IDIR 2011] IDIR R., CYR M., TAGNIT-HAMOU A., « Pozzolanic properties of fine and coarse color-mixed glass cullet » *Cement and Concrete Composite*, vol. 33, 2011, p. 19–29.
- [KAR 2005] KARAMBERI A., MOUTSATSOU A., « Participation of coloured glass cullet in cementitious materials » *Cement and Concrete Composites*, vol. 27, no. 2, 2005, pp. 319–327.
- [KAR 2017] KARAYANNIS V., MOUTSATSOU A., DOMOPOULOU A., KATSIKA E., DROSSOU C., BAKLAVARIDIS A., « Fired ceramics 100% from lignite fly ash and waste glass cullet mixtures », *Journal of Building Engineering*, vol. 14, 2017, p.1-6.
- [LU 2017] LU J.-X., ZHAN B.-J., DUAN Z.-H., POON C.S., « Using glass powder to improve the durability of architectural mortar prepared with glass aggregates », *Materials & Design*, vol.135, 2017, p. 102–111.
- [LU 2017] LU J.-X., DUAN Z.-H., POON C.S., « Fresh properties of cement pastes or mortars incorporating waste glass powder and cullet », *Construction and Building Materials*, vol. 131, 2017, p. 793–799.
- [LU 2018] LU J.-X., POON C.S., « Use of waste glass in alkali activated cement mortar » *Construction and Building Materials*, vol. 160, 2018, p. 399–407.
- [MAS 2002] MASSIOT D., FAYON F., CAPRON M., « Modelling one- and two-dimensional solid-state NMR spectra », *Magnetic Resonance Chemistry*, vol. 40, 2002, p.70–76.
- [RED 1990] REDDEN R., NEITHALATH N., « Microstructure, strength, and moisture stability of alkali activated glass powder-based binders », *Cement and Concrete Composites*, vol. 45, 2014, p. 46–56.
- [SHE 2005] SHELBY J.E., *Introduction to glass science and technology*, 2<sup>ème</sup> ed, Cambridge : Royal Society of Chemistry 2005.
- [SIL 2017] SILVA R.V., DE BRITO J., LYE C.Q., DHIR R.K., « The role of glass waste in the production of ceramic-based products and other applications: A review », *Journal of Cleaner Production*, vol. 167, 2017, p. 346–364.
- [SOB 2007] SOBOLEV K., TÜRKER P., SOBOLEVA S., ISCIOGLU G., « Utilization of waste glass in eco-cement : properties and microstructural observaions, *Waste Management*, vol. 27, 2007, p. 971–976.
- [TAY 1990] TAYLOR H.F.W., *Cement Chemistry*, Londre, Academic Press, 1990.
- [TON 2017] TONIOLO N., BOCCACCINI A., « Fly ash-based geopolymers containing added silicate waste. A review », *Ceramic International*, vol. 143, 2017, p. 14545–14551.
- [TOR 2009] TORRES J.J., PALACIOS M., HELLOUIN M., PUERTAS F., « Alkaline chemical activation of urban glass wastes to produce cementitious materials », *1st Spanish National Conference on Advances in Materials Recycling and Eco – Energy*, Madrid, 2009.

- [TSA 2009] TSAI C.L., KROGMANN U., STROM P.F., « Handling leachate from glass cullet stockpiles », *Waste Management*, vol. 29, 2009, p. 1296–1305.
- [WAL 2016] WALKLEY B., SAN NICOLAS R., SANI M.-A., REES G.J., HANNA J.V., VAN DEVENTER J.S.J., PROVIS J.L., « Phase evolution of C-(N)-A-S-H/N-A-S-H gel blends investigated via alkali-activation of synthetic calcium aluminosilicate precursors », *Cement and Concrete Research*, vol. 89, 2016, p. 120–135
- [WAN 2003] WANG S., SCRIVENER K., «  $^{29}\text{Si}$  and  $^{27}\text{Al}$  NMR Study of Alkali-Activated Slag », *Cement and Concrete Research*, vol. 33, 2003, p.769–774.
- [ZHA 2017] ZHANG Y., DAVY C.A., TRICOT G., ALBERT-MERCIER C., HENRY N., BERTIER P., CAZAUX F., DAMIDOT D., BOURBON X., « On shrinkage and structure changes of pure and blended Portland concretes », *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 10, 2017, p. 4131–4152

---

# Modélisation de la phase d'initiation de la corrosion des aciers dans le béton

Achour Mohamad<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Ecole centrale de Nantes, GeM, Institut de recherche en Génie Civil et Mécanique, France

1 Rue de la Noë, 44321 Nantes [mohamad.achour@eleves.ec-nantes.fr](mailto:mohamad.achour@eleves.ec-nantes.fr)

<sup>2</sup> Université de Nantes, GeM, Institut de recherche en Génie Civil et Mécanique, France

1 Quai de Tourville, 44035 Nantes

---

**RÉSUMÉ.** La corrosion des armatures dans le béton armé est due à l'action des agents agressifs comme les ions chlorures, le dioxyde de carbone et l'humidité. Un modèle physico-chimique est proposé pour décrire la pénétration de ces agents pendant la phase d'initiation de la corrosion jusqu'à la dépassivation de l'acier. Afin d'identifier clairement les paramètres de transport de ce modèle physico-chimique macroscopique, une démarche multi-échelle est mise en œuvre pour rendre compte de la diffusion dans les bétons. Cette démarche repose sur une description détaillée de la microstructure du béton (constituants et morphologie) par des méthodes de changement d'échelle. Cette approche se veut la plus exhaustive possible avec la prise en compte explicite de l'influence du rapport eau sur liant de la pâte de ciment, des propriétés des granulats et de la zone de transition entre la pâte et les granulats. Après identification de tous les paramètres d'entrée, le modèle physico-chimique macroscopique est utilisé pour évaluer la durée de vie d'un béton soumis au couplage carbonatation/chlorures en milieu insaturé. Suite à une validation du modèle par comparaison à des résultats expérimentaux, plusieurs applications de ce modèle sont présentées.

**MOTS-CLÉS :** modélisation multi-échelles, modèle physico-chimiques, couplage carbonatation/chlorures, durée de vie.

**ABSTRACT.** Corrosion of reinforced concrete structures is due to the aggressive agents penetration such as chloride ions, carbon dioxide and moisture. A physico-chemical model is proposed to describe the penetration of these agents during the initiation phase of corrosion until depassivation of the steel. In order to clearly identify the transport parameters of this macroscopic physicochemical model, a multi-scale approach is implemented to consider the diffusion in concrete. This approach is based on taking into account the detailed description of the microstructure of the concrete (constituents and morphology) by upscaling methods. This multi-scale approach is intended to be the most comprehensive with the consideration of the influence of the water-to-binder ratio of the cement paste, the properties of the aggregates and the transition zone between the cement paste and the aggregates. After identifying all the input parameters, the macroscopic physico-chemical model is used to evaluate the service life of a concrete subjected to coupling carbonation / chlorides in unsaturated medium. Following a validation of the model compared to experimental results, several applications of this model are presented.

**KEY WORDS:** multi-scale modeling, physico-chemical model, coupling carbonation/chlorides, service life.

---

## 1. Introduction

Le béton est un matériau composite poreux et le matériau de construction le plus utilisé dans la construction. Associé à l'acier pour la construction des ouvrages et des structures notamment celles qui se trouvent en milieu marin, le béton est soumis à l'action des agents agressifs comme les ions chlorures et le dioxyde de carbone. Ces agents sont les principales causes de la corrosion des aciers dans le béton armé et cette corrosion conduit à la détérioration des ouvrages à long terme. La prédiction de la durée de vie des ouvrages vis-à-vis de la corrosion des aciers induite par la pénétration des ions chlorures et de dioxyde de carbone nécessite la compréhension et la prise en compte des aspects physico-chimiques des mécanismes de transfert.

Depuis les années 1990, de nombreux travaux ont été consacrés soit à l'étude de transfert d'ions chlorures en milieu insaturé [PHU 2016], [NIE 2003], soit à l'étude de la carbonatation du béton [VIL 2006], [BAR 2004]. Le couplage entre ces deux phénomènes est pris en compte depuis quelques années [LIU 2014], [MAI 2013],[ACH 2018]. De l'ensemble de ces travaux, plusieurs mécanismes physico-chimiques ont été mis en évidence : diffusion, interaction ionique, activité chimique de la solution porale [HUC 1923], convection, cinétiques physiques de dissolution des hydrates de bétons, géochimie, effet d'hystérésis sorption-désorption.

Toutes ces études peuvent être divisées en deux catégories : des modèles numériques qui permettent de déterminer les profils d'ions chlorures et de dioxyde de carbone dans le béton et d'autres campagnes expérimentales qui permettent de déterminer ces mêmes profils expérimentalement. Les modèles numériques sont alimentés par des paramètres d'entrée qui peuvent être déterminés expérimentalement ou à l'aide des formules empiriques de la littérature notamment le coefficient de diffusion en milieu insaturé et la perméabilité à l'eau. Ces campagnes expérimentales sont longues et coûteuses car elles dépendent de beaucoup de paramètres comme par exemple la composition du béton, les propriétés des granulats, le rapport eau/liant, les conditions d'environnement, etc. Les mesures présentent alors une grande difficulté.

Une stratégie est développée dans ce papier pour modéliser le couplage carbonatation/chlorures en milieu insaturé. Cette stratégie consiste à estimer les paramètres d'entrée du modèle comme le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le béton en considérant l'influence de la structure poreuse des granulats. La prédiction de ce coefficient de diffusion fait appel aux méthodes d'homogénéisation. Ces estimations dépendent des paramètres morphologiques (microstructure du béton, mortier et pâte de ciment) et physiques (coefficient de diffusion des granulats, pâte et mortier).

A notre connaissance il n'existe pas de modèle prenant en compte l'ensemble des mécanismes de transfert dans le béton en adoptant cette stratégie dans l'identification des paramètres d'entrées notamment le coefficient de diffusion du béton. Cette démarche de modélisation du couplage carbonatation/chlorures en milieu insaturé et l'estimation du coefficient de diffusion du béton par une démarche multi-échelle va constituer la partie centrale et l'originalité de cet article.

Pour atteindre ces différents objectifs, l'article est divisé en cinq sections. La première section décrit le modèle macro et les mécanismes de transfert dans le béton. La deuxième section estime le coefficient de diffusion des ions chlorures par les méthodes d'homogénéisation. La troisième section est consacrée aux résultats et discussions. La dernière partie est dédiée aux conclusions.

## 2. Modélisation macroscopique du couplage carbonatation-chlorures en milieu insaturé

Peu de travaux dans la littérature ont porté sur le couplage entre le transfert des ions chlorures et le dioxyde de carbone. Or la carbonatation peut avoir des effets physico-chimiques sur la pénétration des ions chlorures. Avec la diminution du pH de la solution porale, les sels de Friedel qui se forment lorsque les ions chlorures réagissent avec les aluminates du ciment vont se dissoudre pour libérer les ions chlorures libres. Ces ions sont responsables du déclenchement du processus de la corrosion. Les travaux de Wang ont montré que la carbonatation du béton empêche la fixation des chlorures par la matrice cimentaire [WAN 2012].

Pour bien comprendre les démarches de la modélisation, la figure 1 montre l'organigramme de la modélisation du couplage carbo/chlorures. Cet organigramme prend à chaque pas de temps et d'espace les paramètres d'entrée qui sont liés à la composition du béton et aux conditions d'environnement. Le modèle est développé en prenant en compte le transfert multi-espèces d'ions agressifs, y compris la diffusion, la migration, l'activité chimique des ions, l'interaction entre les ions chlorures et la pâte cimentaire et la convection en fonction des conditions d'exposition. L'évolution de la microstructure due aux réactions de précipitation et de dissolution pendant le processus de carbonatation est prise en compte à travers l'évolution de la porosité.

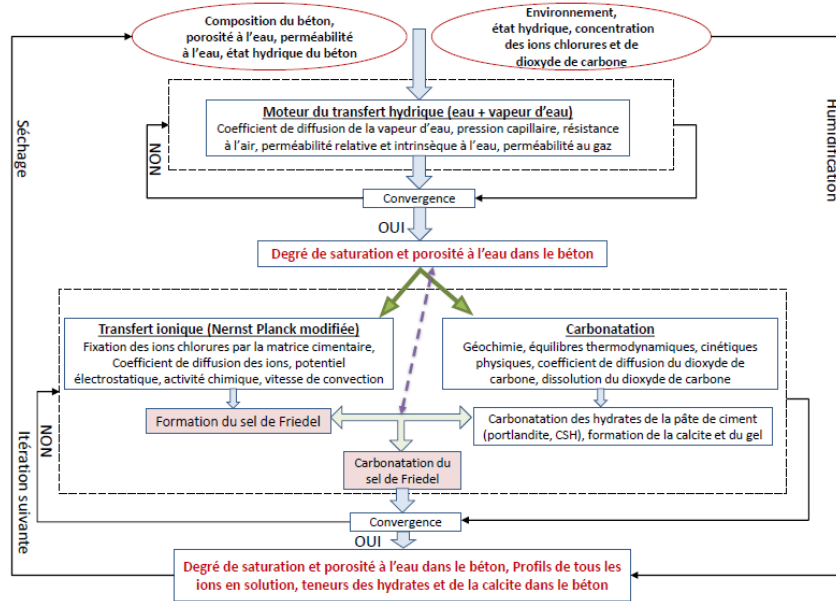


Figure 1- Organigramme de la modélisation macroscopique

2.1. Transfert multi-espèces

Le transfert des ions dans la solution interstitielle est modélisé par l'équation de Nernst Planck:

$$J_i = -D_i \left[ grad C_i + \frac{z_i F}{RT} C_i grad \Psi + C_i grad (\ln Y_i) \right] + C_i V \quad [ 1 ]$$

Où  $J_i, D_i, C_i, z_i$  et  $Y_i$  sont respectivement le flux (mol/m<sup>2</sup>/s), le coefficient de diffusion effectif (m<sup>2</sup>/s), la concentration (mol.m<sup>-3</sup>), la valence et le coefficient d'activité de l'ion  $i$ .  $F$  est la constante de Faraday (C.mol<sup>-1</sup>),  $R$  est la constante des gaz parfaits (J.mol<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>),  $\Psi$  est le potentiel électrostatique (V) et  $V$  est la vitesse de convection.

2.2. Transfert du dioxyde de carbone

Le transfert de dioxyde de carbone se résume par les équilibres physico-chimiques qui existent entre les phases solides et la solution interstitielle du matériau cimentaire [THI 2005]. Lors du couplage carbonatation-chlorures, la porosité ( $\epsilon$ ) évolue. Le tableau ci-dessous résume le modèle d'évolution de la porosité  $\Delta \epsilon$ , les cinétiques chimiques et les équilibres thermodynamiques de la carbonatation du béton.

Tableau 1. Cinétiques chimiques, équilibres thermodynamiques du transfert de dioxyde de carbone dans le béton et loi d'évolution de la porosité [THI 2005].

Cinétiques chimiques	Évolution de la porosité	Équilibres Thermodynamiques
$\delta_{CSH}^0 = \frac{\partial S_{CSH}}{\partial t}$ $\delta_{CSH}^0 = \frac{1}{3} \frac{\partial S_{CaCO_3 - CSH}}{\partial t}$ $\delta_{CSH}^0 = 3 \frac{\partial S_{SH(gel\ de\ silice)}}{\partial t}$ $\delta_{CaOH_2}^0 = \frac{\partial S_{Ca(OH)_2}}{\partial t} = \frac{1}{1 + \frac{h}{D} \frac{R_p(\gamma)}{R_c(\gamma)} (R_c(\gamma) - R_p(\gamma))}$ <p><math>S_{Ca(OH)_2}</math> est la teneur en portlandite (mol/L), <math>R_p(\gamma)</math>, <math>R_c(\gamma)</math>, <math>X_P^0</math>, <math>h</math> et <math>D</math> sont des paramètres qui dépendent de la portlandite.</p>	$\Delta \epsilon = \bar{\gamma}_{NaCl} C_{NaCl} + \bar{\gamma}_{CaCO_3} S_{CaCO_3} - \bar{\gamma}_{CaOH_2} (S_{CaOH_2}^0 - S_{CaOH_2}) + \Delta \bar{\gamma}_{CSH} (S_{CSH}^0 - S_{CSH})$ <p><math>\bar{\gamma}_{NaCl}</math>, <math>C_{NaCl}</math>, <math>S_{CSH}^0</math>, <math>S_{CSH}</math> et <math>\Delta \bar{\gamma}_{CSH}</math> sont respectivement le volume molaire et la concentration du NaCl, la teneur initiale et instantanée de CSH et la variation du volume liée à la carbonatation d'une mole de CSH.</p>	$[H_2CO_3] = K_H [CO_2]$ $[HCO_3^-] = K_1 [OH^-] [H_2CO_3]$ $[CO_3^{2-}] = K_2 [OH^-] [HCO_3^-]$ $K_p = [Ca^{2+}] [OH^-]^2$ $K_c = [Ca^{2+}] [CO_3^{2-}]$ $K_e = [OH^-] [H^+]$

$K_H, K_1, K_2, K_E, K_p,$  et  $K_c$  sont les constantes d'équilibres des réactions de carbonatation du béton.



### 2.3. Transfert d'humidité

Le moteur du transfert hydrique est modélisé en termes de diffusion, convection et un terme source qui est en relation avec la formation de l'eau lors de la carbonatation du béton.

$$\frac{\partial S_e}{\partial t} = -\frac{K_e K_{re}}{\varepsilon \mu_e} \frac{\partial P_c}{\partial S_e} \text{grad} S_e + \frac{R_a D_{va}}{\rho_e} \frac{\partial \rho_v}{\partial S_e} \text{grad} S_e - \frac{M_{H_2O}}{\rho_e} \frac{\partial S_{CaOH_2}}{\partial t} \quad [2]$$

$K_e, K_{re}, R_a, D_{va}, P_c, \mu_e, M_{H_2O}$  et  $\rho_e$  sont respectivement la perméabilité intrinsèque et relative à l'eau, la résistance à l'air le coefficient de diffusion de la vapeur, la pression capillaire, la viscosité et la masse molaire et la masse volumique de l'eau. Les 5 premiers termes se calculent en fonction de la porosité et du degré de saturation ( $S_e$ ).

### 3. Modélisation multi-échelles des propriétés de transport dans le béton

Le modèle numérique détaillé ci-dessus nécessite beaucoup de paramètres d'entrées. Le coefficient de diffusion  $D_i$  par exemple est un paramètre très important qui influe sur la pénétration des ions chlorures. Ce coefficient de diffusion en milieu insaturé est déterminé en fonction du degré de saturation et en fonction du coefficient de diffusion mesuré expérimentalement dans un béton saturé [BUC 2000]. La formule empirique de Buchwald permet de déterminer ce coefficient comme ci-dessous :

$$D_i = D_i^{sat} \left(\frac{W}{\varepsilon}\right)^\lambda \quad [3]$$

$D_i^{sat}$ ,  $W$  et  $\varepsilon$  sont respectivement le coefficient de diffusion en milieu saturé, la teneur en eau et la porosité du béton.  $\lambda$  est un paramètre à calibrer avec des résultats expérimentaux. On prend souvent  $\lambda=6$ .

Le coefficient de diffusion en milieu saturé est long à mesurer expérimentalement et dépend de la composition du béton. Une alternative consiste à estimer le coefficient de diffusion par des modèles basés sur des paramètres qui dépendent de la composition du béton et non sur des paramètres empiriques. Cette stratégie repose sur les méthodes d'homogénéisation [ESH 1957].

#### 3.1. Prédiction du coefficient de diffusion par des méthodes d'homogénéisation

Comme le béton est un matériau complexe multiphasique, il comprend des constituants aux propriétés différentes : solution porale, pâte de ciment, sable et graviers. Tout d'abord à l'échelle de la pâte de ciment, l'influence du degré d'hydratation, du rapport eau/ciment et de la connectivité de la porosité sont pris en compte pour déterminer le coefficient de diffusion de la pâte de ciment. Ensuite à l'échelle du mortier et du sable, l'effet de la présence des granulats et de la zone de transition ont été étudiés pour déterminer le coefficient de diffusion du béton. La figure 2 montre les différentes échelles du béton allant de l'échelle des hydrates jusqu'à l'échelle du béton.

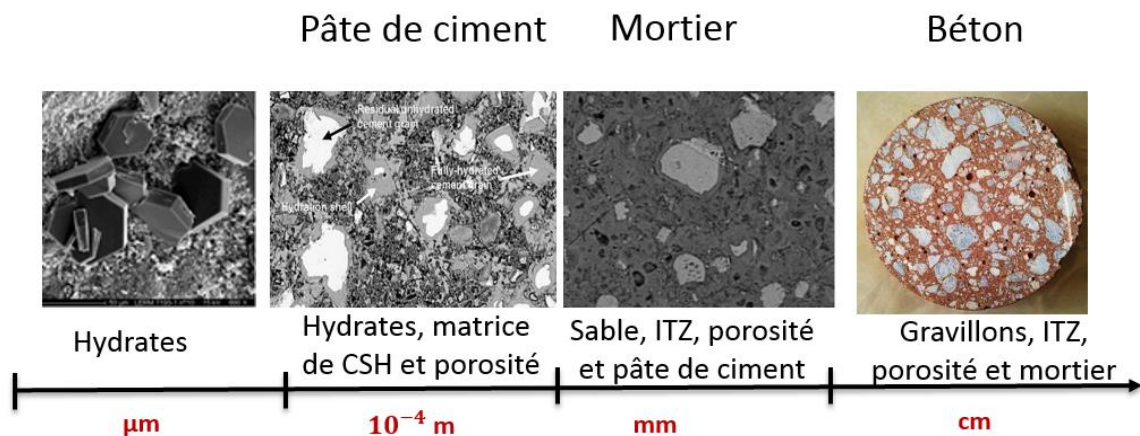


Figure 2- Stratégie d'homogénéisation utilisée dans l'approche multi-échelle

### 3.2. Morphologie du béton adoptée

La pâte de ciment peut être considérée comme un milieu multiphasique qui se compose de plusieurs phases : pores capillaires, hydrates de densités faibles et hydrates de densités élevées [MA 2015]. Par conséquent, le coefficient de diffusion effectif d'ions chlorures à travers une pâte de ciment Portland hydratée peut être calculé par la théorie d'homogénéisation. La diffusion des ions chlorures dans la solution interstitielle, dans le gel de C-S-H et dans les pores capillaires a été étudiée. Les grains de ciment non hydratés et les cristaux de portlandite ne sont pas perméables.

Le mortier et le béton peuvent être considérés comme un milieu triphasique qui se compose d'une matrice et des granulats avec une ITZ. Les paramètres d'entrée listés dans le tableau 2 sont déterminés après une recherche bibliographique sur la morphologie de la pâte de ciment et ses propriétés physiques. La fraction volumique de chaque phase est déterminée en basant sur le modèle de POWERS [POW 1947]. Le passage à l'échelle du béton en considérant l'influence de l'ITZ nous permet d'estimer le coefficient de diffusion du béton. La fraction volumique de l'ITZ et le coefficient de diffusion dans l'ITZ sont estimés d'après les travaux de Garboczi et Bentz [GAR 1992].

### 3.3. Paramètres d'entrées nécessaires pour la prédiction du coefficient de diffusion effectif du béton

Pour prédire le coefficient de diffusion du béton, les paramètres d'entrées sont divisés en paramètres liés à la morphologie des particules de différentes échelles et d'autres liés à leurs propriétés physiques.

Le tableau 2 résume ces paramètres d'entrées.

**Tableau 2.** Les paramètres d'entrées de l'approche multi-échelle

Morphologie	Propriétés de chaque phase
Courbe granulométrique et fraction volumique des granulats	Coefficient de diffusion des granulats
Forme des hydrates	Coefficient de diffusion des hydrates
Connectivité des pores	Coefficient de diffusion dans les pores capillaires
Forme des pores	Coefficient de diffusion dans les pores du gel
Rapport E/C, degré d'hydratation et fraction volumique de l'ITZ	Coefficient de diffusion dans l'ITZ

## 4. Résultats et discussion

Le modèle numérique macro est implémenté dans un code de différences finies pour résoudre les équations. L'application du modèle est faite en premier temps sur un béton de la littérature [KHO 2010] afin de prédire sa durée de vie contre la pénétration du dioxyde de carbone et des ions chlorures. Le tableau 3 montre la composition de ce béton.

**Tableau 3.** Les constituants du béton utilisé dans les simulations

Matériaux utilisés	Composition (kg/m <sup>3</sup> )
Ciment CEM I 52.5N	303
Gravillon 10/14	875
Gravillon 6/10	211
Sable 0/4	855
Rapport E/C	0.6

### 4.1. Coefficient de diffusion effectif du béton

Les résultats donnent pour ce béton de référence une porosité de pâte de ciment de 40% et ainsi grâce aux méthodes d'homogénéisation un coefficient de diffusion de la pâte de ciment de  $6.5E-12$  m<sup>2</sup>/s. Finalement le

coefficient de diffusion du béton est  $3.02 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  qui est proche de la valeur mesurée expérimentalement qui est  $3.36 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ . Le tableau 4 montre une des comparaisons entre les résultats de modèle multi-échelle et ceux expérimentaux pour d'autres pâtes de ciment et pour d'autres bétons de la littérature à la fin de l'hydratation. Le modèle prédit globalement bien le coefficient de diffusion pour les différentes catégories de béton.

**Tableau 4.** Coefficient de diffusion des ions chlorures des pâtes de ciment, mortier et bétons : comparaison avec des résultats expérimentaux de la littérature

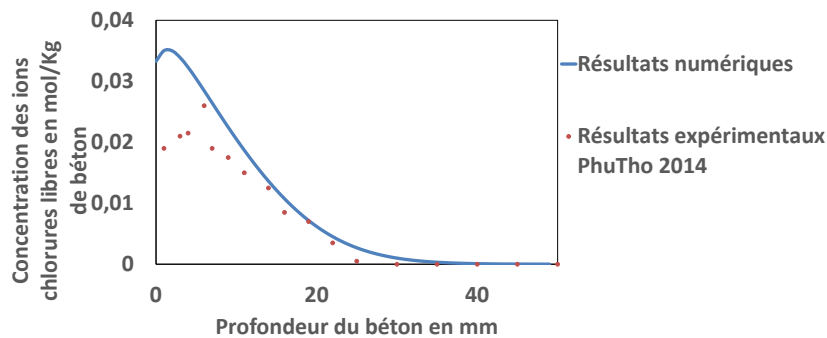
Echantillons	E/C	% Sable	% Gravillons	Coefficient de diffusion estimé	Coefficient de diffusion mesuré
S11 [SUN 2011]	0.23	-	-	$9.5 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$	$10.4 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$
S11 [SUN 2011]	0.35	-	-	$4.3 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	$4.12 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
S11 [SUN 2011]	0.53	-	-	$10.35 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	$10.6 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
M30S [SUN 2011]	0.35	30	-	$4.2 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	$5.12 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
M50C [SUN 2011]	0.35	50	-	$3.7 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	$4.28 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
C40 [CHO 2017]	0.4	30	48	$3.1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	$3.24 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
C50 [CHO 2017]	0.5	30	48	$8.8 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	$10.8 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
C60 [CHO 2017]	0.6	30	48	$17.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	$19.3 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

#### 4.2. Influence des propriétés des granulats sur le coefficient de diffusion

Pour ce même type de béton, le coefficient de diffusion des granulats n'est pas mesuré pour l'intégrer dans la modélisation. Des essais expérimentaux sont en cours pour exploiter l'influence des propriétés physiques des granulats sur les propriétés de transport dans le béton. Ces essais sont réalisés sur deux types différents des granulats (calcaire compact et calcaire poreux).

#### 4.3. Influence de la carbonatation et de l'humidité sur le transfert ionique

Le couplage entre la carbonatation et les chlorures constitue l'originalité et une des spécificités du modèle. La porosité initiale  $\epsilon_0$  est prise égale à 15 % (porosité accessible à l'eau) et la perméabilité intrinsèque à l'eau dans l'état initial estimée à  $2 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ . Les isothermes de sorption et de désorption sont modélisées à partir des courbes d'hystérésis sur le même type de béton. Les interactions entre les ions chlorures liés et la matrice cimentaire sont modélisées par un isotherme de type Langmuir à partir des résultats d'essais sur des échantillons concassés soumis à des solutions contenant des ions chlorures selon les recommandations GranDuBe [AMI 2007]. Le béton partiellement saturé est soumis à un environnement contenant des ions chlorures (0.5 M) et du dioxyde de carbone (2%) ainsi qu'à des cycles 6h /6h d'humidification et de séchage durant une année d'exposition. Le modèle regroupe tous les hydrates consommés, les produits formés et la variation de la porosité dans le béton. Les figures 3,4 et 5 montrent l'influence du transfert hydrique et de la carbonatation sur la pénétration d'ions chlorures. D'après la figure 3 la pénétration d'ions chlorures est plus importante en surface ce qui est dû à l'effet de la convection illustré par la courbe en forme de cloche.



**Figure 3-** Profils d'ions chlorures dans un béton insaturé

Cette épaisseur de convection varie en fonction de l'état hydrique du béton. Pour cela il est important d'étudier dans les perspectives de ce travail les paramètres qui influent cette épaisseur comme les cycles d'humidification et de séchage. La figure 4 regroupe aussi la validation du modèle du transfert ionique en milieu insaturé sur d'autres types de bétons de la littérature [BOU 2016].

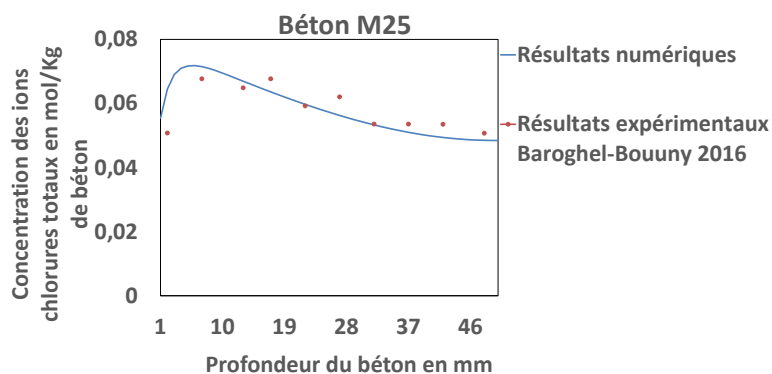


Figure 4- Profils d'ions chlorures dans un béton insaturé BHP2000

La figure 5 montre que la pénétration des ions chlorures est plus importante dans le cas d'un béton carbonaté. Les simulations ont été faites sur différents types de béton [ACH 2018].

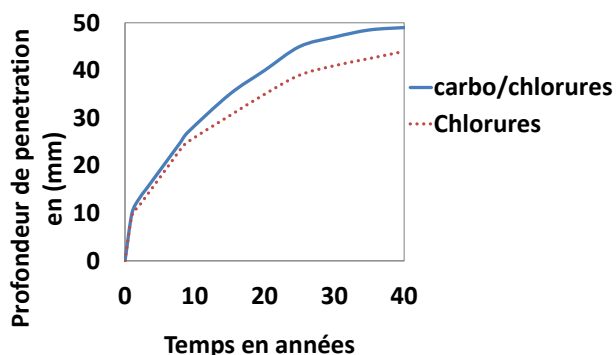


Figure 5- Influence de la carbonatation sur la pénétration d'ions chlorures du béton de référence

En effet la carbonatation du béton empêche la fixation des chlorures par la matrice cimentaire et favorise ainsi une libération des ions chlorures dans la solution interstitielle. Nos résultats montrent l'intérêt de considérer ce couplage dans la prédiction de la durée de vie des ouvrages en béton armé.

## 5. Conclusions

La phase d'initiation de la corrosion des aciers dans le béton est un sujet complexe. Dans un tel processus, le couplage carbonatation/chlorures dans un béton non saturé est en effet gouverné par de multiples phénomènes. L'originalité du travail présenté dans ce papier consiste à considérer :

- 1- Un modèle numérique multi-ionique pour simuler le transfert d'ions chlorures et de dioxyde de carbone en tenant compte des cycles d'humidification et de séchage dans le béton et des évolutions de la porosité résultant des échanges ioniques.
- 2- Un modèle multi-échelle pour prédire le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le béton. L'approche proposée peut prendre en compte de la présence des granulats, de leur morphologie et de la microstructure du béton notamment les pores capillaires, les produits hydratés du ciment (C-S-H et portlandite) et les zones d'interfaces.

En utilisant le coefficient de diffusion des ions estimé comme un paramètre d'entrée, le modèle macro permet de prédire les profils de concentration en chlorures dans le béton. Par conséquent, le modèle global peut être considéré comme un outil pour estimer la durée de vie des ouvrages en béton armé.

## 6. Bibliographie

- [ACH 2018] ACHOUR M., AMIRI O., BIGNONNET F., ROZIERE E., "Influence of carbonation on ionic transport in unsaturated concrete: evolution of porosity and prediction of service life», *European Journal of Environmental and Civil Engineering.*, vol. 0, pp. 1–16, 2018.
- [AMI 2007] AMIRI O. , AÏT-MOKHTAR A., "GrandDubé «Rapport synthétique sur les méthodes de détermination des coefficients de diffusion apparent et effectif »,» 2007.
- [BAR 2004] BARY B., SELIER A., "Coupled moisture - Carbon dioxide-calcium transfer model for carbonation of concrete,» *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 10, pp. 1859–1872, 2004.
- [BOU 2016] BOUNY V., "Compilation des résultats disponibles sur corps d'épreuve du PN BHP 2000,» Rapport du Projet national perfdub napproche performantielle de la durabilité des ouvrages en Béton, 2016.
- [BUC 2000] BUCHWALD A., "Determination of the Ion Diffusion Coefficient in Moisture and Salt Loaded Masonry Materials by Impedance Spectroscopy." in *3rd International Symposium Vienna*, 2000, pp. 475–482.
- [CHO 2017] CHOI Y., PARK B., PANG G., LEE K., CHOI S., "Modelling of chloride diffusivity in concrete considering effect of aggregates." *Constr. Build. Mater.*, vol. 136, pp. 81–87, 2017.
- [ESH 1957] ESHELBY J., "The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion,» *Proc. R. Soc. Lond.* 241, 376–392 1957
- [GAR 1992] GARBOCZI, E. J., BENTZ, D. P., "Computer simulation of the diffusivity of cement-based materials." *Journal of Materials Science* 27 (8), 2083–2092.1992
- [HUC 1923] HUCKEL P., *Zur theorie der Elektrolyte*. Springer Berlin Heidelberg, 1923.
- [KHO 2010] KHOKHAR M., ROZIERE E., TURCRY P., GRONDIN F., LOUKILI A., "Mix design of concrete with high content of mineral additions: Optimisation to improve early age strength,» *Cem. Concr. Compos.*, vol. 32, no. 5, pp. 377–385, 2010.
- [LIU 2014] LIU R., JIANG L., XU J., XIONG C., SONG Z., "Influence of carbonation on chloride-induced reinforcement corrosion in simulated concrete pore solutions,» *Constr. Build. Mater.*, vol. 56, pp. 16–20, 2014.
- [MA 2015] MA, H., HOU, D., LI, Z., "Two-scale modeling of transport properties of cement paste: Formation factor, electrical conductivity and chloride diffusivity". *Comput. Mater. Sci.* 110, 270–280, 2015.
- [MAI 2013] MAI-NHU J., "Corrosion des armatures du béton: Couplage carbonatation/chlorures en présence des cycles hydriques,» Thèse de doctorat à l'université de toulouse, 2013.
- [NIE 2003] NIELSEN E., GEIKER M., "Chloride diffusion in partially saturated cementitious material,» *Cem. Concr. Res.*, vol. 33, no. 1, pp. 133–138, 2003.
- [PHU 2016] NGUYEN P., AMIRI O., "Study of the chloride transport in unsaturated concrete: Highlighting of electrical double layer, temperature and hysteresis effects,» *Constr. Build. Mater.*, vol. 122, pp. 284–293, 2016.
- [POW 1947] POWERS, T. C., BROWNYARD, T. L., "Studies of the physical properties of hardened portland cement paste,» *J. Am. Concr. Inst.* 1947.
- [SUN 2011] SUN, G., ZHANG, Y., SUN, W., LIU, Z., WANG, C., "Multi-scale prediction of the effective chloride diffusion coefficient of concrete". *Constr. Build. Mater.* vol. 25, no.10, pp. 3820–3831, 2011.
- [THI 2005] THIERY M., "Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires : Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques,» Thèse de doctorat à l'école nationale des ponts et chaussées, 2005.
- [VIL 2006] VILLAIN G., THIERY M., "Gammadensimetry: A method to determine drying and carbonation profiles in concrete,» *NDT E Int.*, vol. 39, no. 4, pp. 328–337, 2006.
- [WAN 2012] WANG X., "Modélisation du transport multi-espèces dans les matériaux cimentaires saturés ou non saturés et éventuellement carbonatés,» Thèse de doctorat à Paris EST, 2012.

---

# Méthode innovante pour la conception environnementale et durable de structures en béton armé soumises à la carbonatation

Van-Loc TA<sup>1</sup>

<sup>1</sup> UBL Université Bretagne Loire, Université de Nantes, GeM, Institut de Recherche en Génie civil et Mécanique – CNRS UMR 6183.

*Ces travaux présentent une nouvelle méthode de conception dont l'objectif est de maximiser la durée de vie d'une structure en béton armé soumise à la carbonatation et de minimiser ses impacts environnementaux sur son cycle de vie. Cette approche est basée sur le développement d'un nouveau méta-modèle de carbonatation couplé à une approche d'Analyse de Cycle de Vie (ACV). Une recherche de leviers d'actions sur la durabilité et les impacts environnementaux est réalisée via une combinaison de deux méthodes d'analyse de sensibilité. Nous définissons les leviers d'action comme étant des paramètres technologiques influents sur la durée de vie et/ou les impacts environnementaux de la structure en béton armé étudiée. Notre approche est appliquée au cas d'étude d'une structure en béton armé soumise à la carbonatation pour une durée de vie prévue de 100 ans située à Madrid, dans une classe d'exposition XC4 selon la norme EN 206-1. Pour ce cas d'application nous trouvons que la solution la plus durable et la plus respectueuse de l'environnement est celle utilisant du ciment CEM III/C, en minimisant le rapport eau sur ciment, l'épaisseur du béton d'enrobage, et la distance de la centrale fournissant le béton au site de construction.*

This thesis presents a new design approach of which objective is to maximize service life of reinforced concrete structure and minimize its environmental impacts. This approach is based on the development of a new carbonation meta-model coupled with Life Cycle Assessment (LCA). A search for action levers on both durability and environmental impacts is conducted using a combination of two sensitivity analysis methods. We define action levers as technological parameters that are found influential on service life and/or environmental impacts for the studied reinforced concrete structure. Our approach is applied to a case study of a reinforced concrete structure design for a 100-year service life and located in Madrid within a XC4 exposure class according to the EN 206-1 standard. In that case study, we find that the most favorable solution for the RC structure is designed with the lowest cement content, water-to-cement ratio, concrete cover depth and distance from the concrete factory to the site, in association with the CEM III/C cement type.

*MOTS-CLÉS : Eco-conception ; Morris, Sobol, unité fonctionnelle, optimisation.*

*KEY WORDS: Eco-design, design for environment, Morris, Sobol, functional unit, optimization.*

---

## 1. Introduction

Selon la Commission mondiale sur l'environnement et le développement des Nations Unies [IMP]: « le développement durable est un développement qui répond aux besoins du présent sans compromettre la capacité des générations futures de répondre aux leurs ». Or, certaines régions géographiques arrivent au bout des ressources de calcaire, tandis que les grandes régions métropolitaines arrivent au bout des ressources de granulats [NAI 08]. Ainsi chaque année, trois milliards de tonnes des matières premières sont utilisées pour fabriquer des produits et des composants de construction dans le monde entier. Celles-ci correspondent à 40 à 50% du flux total de matériaux totaux dans l'économie mondiale [UNE 07]. Ces consommations s'accompagnent également de rejets dans l'environnement. Aux Etats-Unis, la production de 76 millions de tonnes de béton génère 9.8 millions de tonnes de CO<sub>2</sub> [UNE 07]. Les émissions de CO<sub>2</sub> de la production du ciment représentent actuellement entre 5% et 7% des émissions mondiales de CO<sub>2</sub> anthropique [IEA 09]. Ces chiffres rappellent qu'une conception des structures en béton respectueuse des enjeux environnementaux impose une nouvelle façon de penser dans laquelle les constructions actuelles sont conçues pour diminuer leurs impacts environnementaux [MAR 14], en prenant en compte leur cycle de vie, et notamment la phase d'usage. L'Analyse de Cycle de Vie (ACV) est la méthode adaptée pour cette démarche car elle consiste en une compilation et une évaluation des consommations d'énergie, de l'utilisation de matières premières et de leur rejet dans l'environnement, et une évaluation de l'impact potentiel sur l'environnement associé à un produit, ou un procédé, ou un service, sur la totalité de son cycle de vie [ISO 06]. Ce travail de thèse propose donc d'élaborer un modèle de durée de vie des structures en béton dans un environnement agressif. Ce modèle est ensuite utilisé pour concevoir des structures dont les impacts environnementaux sont évalués par ACV sur la phase de construction, d'entretien et de réparation [FIB 06].

Ainsi les questions traitées dans ce travail de thèse sont les suivantes :

1. Comment peut-on intégrer des modèles de durée de vie et de stratégie de maintenance dans l'Analyse de Cycle de Vie (ACV) afin d'évaluer les impacts environnementaux des structures en béton ?
2. Comment peut-on déterminer les leviers d'action augmentant la durée de vie et réduisant les impacts environnementaux des structures en béton ?

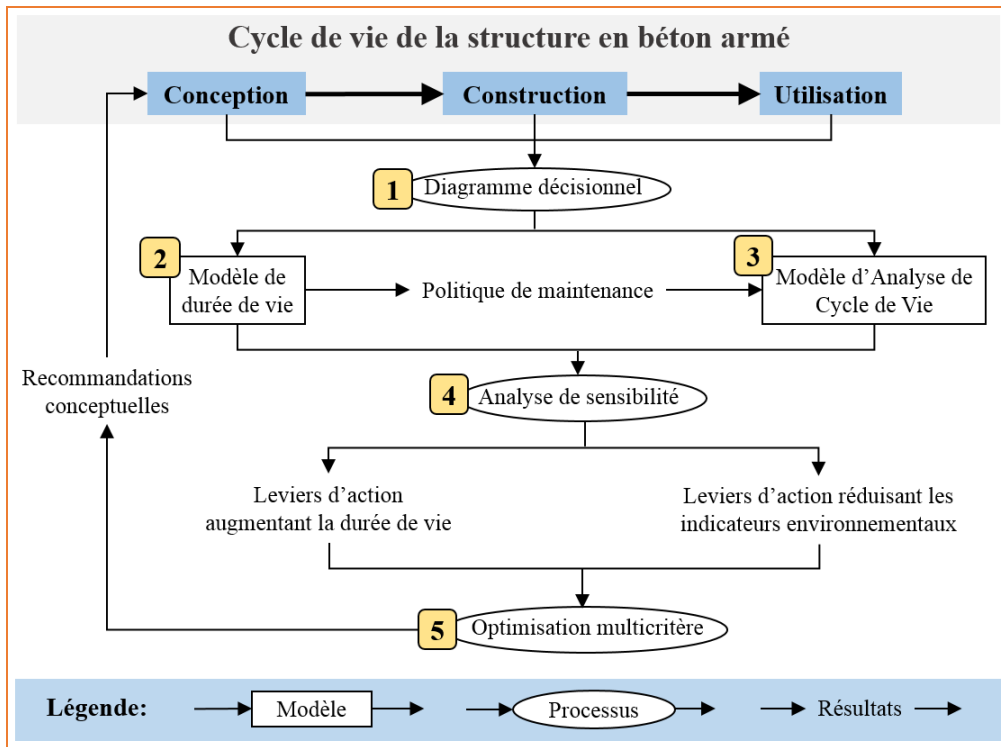
Pour identifier les leviers d'action, nous utilisons plusieurs méthodes d'analyse de sensibilité qui, appliquées au modèle, permettent de quantifier la part de variabilité induite par les différents paramètres du modèle sur la variabilité des sorties d'un modèle [EUR 15] qui sont, dans notre cas, la durée de vie et les impacts environnementaux. Les paramètres des modèles sont classés en deux catégories : (i) **les paramètres technologiques** : ils sont contrôlables par l'ingénieur concepteur (ex : choix de matériaux, formulations, techniques de mise en œuvre ...), et ils sont les leviers d'action potentiels ; et (ii) **les paramètres environnementaux** : ils ne sont pas contrôlables et dépendent des conditions environnantes (ex : la concentration d'agents agressifs comme le CO<sub>2</sub>, la température, l'humidité ...). Nous définissons les **leviers d'action** comme étant des paramètres technologiques qui ont une contribution importante sur la variation de la durée de vie et/ou des impacts environnementaux de la structure en béton étudiée. Identifier un levier d'action requiert de quantifier son influence individuelle, et si besoin en interaction avec d'autres paramètres, ainsi que de caractériser ses valeurs les plus favorables dans l'objectif de maximiser la durée de vie et/ou de minimiser les impacts environnementaux.

## 2. Méthode et Résultats

La Figure 1 représente notre méthode pour la conception environnementale et durable de structures en béton armé. Le diagramme décisionnel (n°1 Figure 1) décrit l'ensemble des choix possibles et leurs relations, aux mains des ingénieurs concepteurs. Ils concernent les dimensions de la structure, les choix des matériaux (pour la construction initiale et les opérations de maintenance) ainsi que les techniques de maintenance. Le modèle de la durée de vie (n°2 Figure 1) permet de calculer la durée de vie en fonction des types de matériaux, des aspects technologiques ainsi que des conditions environnantes locales. Il permet également de prédire les interventions de maintenance tout au long de la durée de vie prévue. Nous utilisons le modèle d'ACV (n°3 Figure 1) pour estimer des indicateurs environnementaux des processus de construction et de maintenance, en fonction des choix du diagramme décisionnel pendant la phase de



conception. La durée de vie et les indicateurs environnementaux sont testés par des techniques d'analyse de sensibilité (n°4 Figure 1), afin d'identifier les leviers d'action augmentant la durée de vie et réduisant les impacts environnementaux. En ce qui concerne les informations sur la contribution de la variation des leviers d'action, nous avons calculé des indices de Sobol évaluant leur influence individuelle et leur influence totale qui inclut l'influence en interaction. Nous avons également calculé des indices de Morris : (i) la valeur moyenne des effets élémentaires qui indique le sens de l'influence de ces leviers ; et (ii) la valeur moyenne des valeurs absolues et l'écart-type des effets élémentaires pour identifier le type d'effets : linéaire ou non-linéaire, monotone ou non-monotone. Enfin, la démarche se termine par une étape d'optimisation multicritère en combinant tous les leviers d'action possibles. Cela permet de concevoir la structure dont la durée de vie est maximale et les impacts environnementaux sont minimaux (n°5 Figure 1).



**Figure 1.** Méthode pour la conception environnementale et durable.

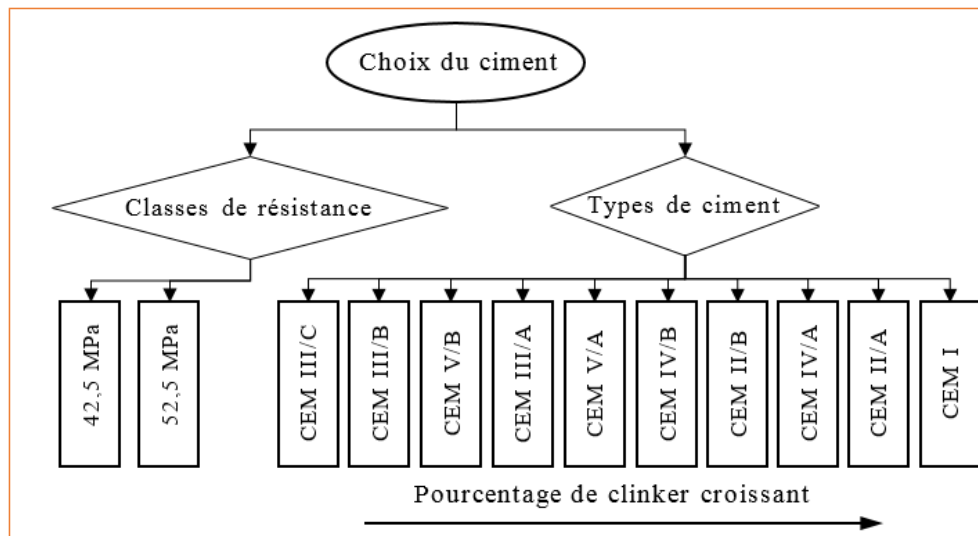
La démarche est appliquée au cas d'étude d'une structure en béton armé située à Madrid et soumise à la carbonatation pour une durée de vie prévue de 100 ans. A Madrid l'humidité relative extérieure d'environ 0,56 [WEA] est favorable à la carbonatation du béton. Suivant les recommandations de la norme EN 206-1 nous nous plaçons dans la classe d'exposition XC4 [EUR 07]. La suite du texte détaille les parties méthodologiques et les résultats selon les étapes indiquées dans la Figure 1.

**Etape 1 – Diagramme décisionnel :** ce modèle comprend des choix sur les matériaux et techniques utilisés pour la construction, ainsi que sur la politique d'entretien pour une durée de service de 100 ans.

Nous considérons deux alternatives de structures en béton armé : (i) celles pour lesquelles aucune opération d'entretien n'est nécessaire ; et (ii) celles pour lesquelles une politique d'entretien est nécessaire durant la durée de vie prévue. Nous considérons un diagramme décisionnel avec 30 scénarios de béton d'enrobage qui résultent des combinaisons entre 3 classes de résistance associées à dix types de ciment. Nous avons identifié deux cas pour le choix du ciment qui est un paramètre technologique : (i) les classes de résistance de 42,5 et 52,5 MPa, aucune opération d'entretien n'est nécessaire car la durée d'initiation de la corrosion est largement supérieure à 100 ans, et (ii) la classe de résistance de 32,5 MPa où

différentes politiques d'entretien doivent être comparées car la durée d'initiation de la corrosion est inférieure à 100 ans.

Dans la première alternative, le diagramme décisionnel peut être réduit au choix de dix types de ciment pour chaque classe de résistance (Figure 2).

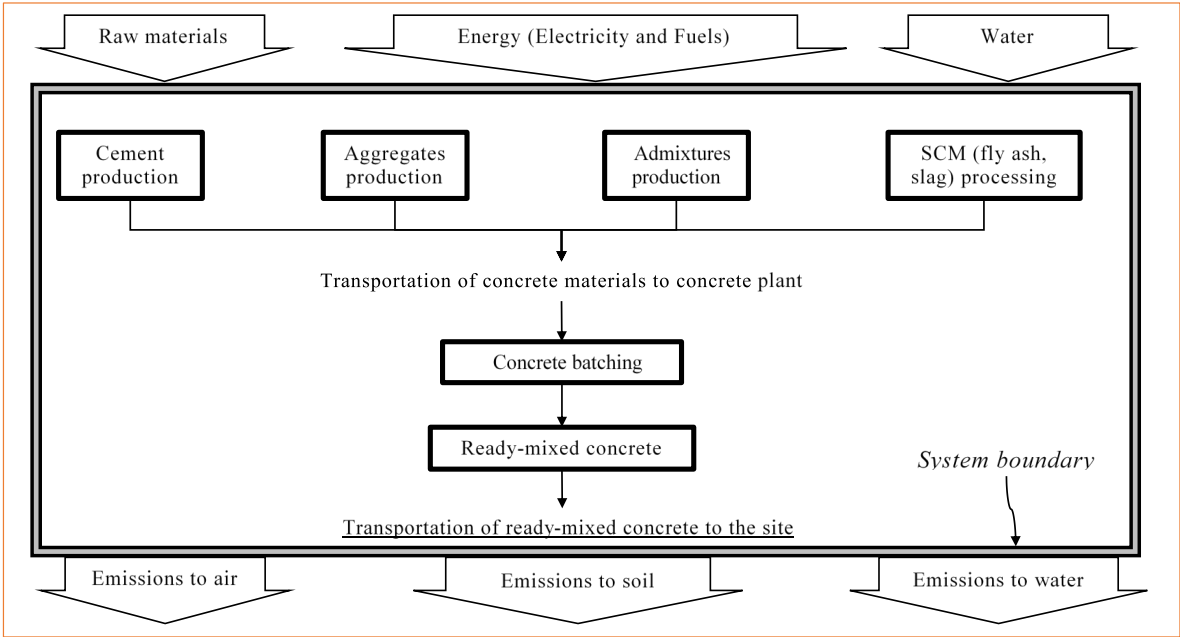


**Figure 2.** Diagramme décisionnel dans le cas des classes de résistance du ciment de 42,5 MPa et 52,5 MPa.

Tandis que dans la deuxième alternative, pour la classe de résistance du ciment de 32,5 MPa, le diagramme décisionnel de la politique de maintenance est ajouté.

**Etape 2 – Modèle de durée de vie :** nous avons développé un nouveau méta-modèle pour calculer la profondeur de carbonatation naturelle dans le béton. Ce méta-modèle considère un maximum de paramètres technologiques et environnementaux influençant la profondeur de carbonatation naturelle. Ce méta-modèle peut être utilisé par des ingénieurs. Il est basé sur la solution analytique de la première loi de Fick, en s'appuyant sur des modèles existants dans la littérature et en intégrant de nouvelles équations. Notre méta-modèle est validé avec des résultats de la littérature pour des cas de carbonatation naturelle à court et long termes (de 21 jours à 35 ans), trois types de ciment (CEM I, CEM II et CEM III), un rapport eau sur ciment allant de 0,45 à 0,8, le possible remplacement du ciment CEM I par des cendres volantes, une période de cure de 1 jour à 28 jours et différentes conditions environnementales.

**Etape 3 – Modèle d'Analyse de Cycle de Vie :** nous développons le modèle d'Analyse de Cycle de Vie (ACV) pour estimer les impacts environnementaux d'une structure en béton. Ce modèle est basé sur une unité fonctionnelle correspondant à 1 m<sup>2</sup> de surface d'enrobage en béton sur une durée de service de 100 ans. Le système considéré comprend la fabrication du béton et le transport du béton au site (Figure 6). La fin de vie des matériaux n'est pas prise en compte. Le processus de fabrication du béton provient de la base de données ecoinvent 3.3 [ECO]. Les indicateurs environnementaux sont calculés selon la gamme recommandée par ILCD [12].



**Figure 6.** *Système d'ACV de la fabrication du béton.*



#### **Etape 4 – Analyse de sensibilité**

**Identification des leviers d'action augmentant la durée de vie :** la durée de vie correspond à la durée nécessaire au front de carbonatation pour atteindre l'armature. Afin de déterminer les leviers d'action pour les vingt scénarios décrits (Figure 2), les méthodes d'analyse de sensibilité ont été appliquées sur le méta-modèle de carbonatation. Nous avons trouvé que les leviers d'action sont le rapport eau sur ciment et, la teneur en ciment. En baissant le rapport eau sur ciment et augmentant la teneur en ciment, la durée de vie augmente. Parmi les paramètres environnementaux, l'humidité relative extérieure et la température ambiante ont la plus grande contribution sur la variabilité de la durée de vie et sont donc susceptibles d'introduire une incertitude importante.

**Identification des leviers d'action réduisant les indicateurs environnementaux :** nous avons effectué l'analyse de sensibilité des résultats issus des modèles d'ACV (indicateurs environnementaux), afin de déterminer les leviers d'action réduisant les indicateurs environnementaux. Dans le cas des classes de résistance de 42,5 et 52,5 MPa, pour lesquelles aucune opération d'entretien n'est nécessaire car la durée d'initiation de la corrosion est largement supérieure à 100 ans, nos résultats d'analyse de sensibilité montrent qu'une baisse de la teneur en ciment, de l'épaisseur du béton d'enrobage et de la distance de transport des bétons diminue l'ensemble des impacts environnementaux. La classe de résistance n'a aucun effet sur les impacts environnementaux.

Enfin, nous avons identifié que le ciment CEM III/C est celui qui obtient les plus faibles impacts environnementaux. Cependant, une analyse plus fine montre que les impacts environnementaux sont en fait liés quasi-linéairement avec le taux de clinker présent dans le ciment, et que le type d'additifs n'a pas d'influence significative.

**Etape 5 – Optimisation multicritères :** il est important de combiner les leviers d'action pour la durée de vie et les indicateurs environnementaux pour proposer des recommandations pour une conception durable et environnementale. Dans le cas des classes de résistance de 42.5 MPa et 52.5 MPa, pour obtenir une durée de vie importante avec de faibles impacts environnementaux, on peut recommander la classe de résistance de 52,5 MPa et un ciment CEM III/C. La formulation du béton devra utiliser des valeurs minimales de teneur en ciment, de rapport eau sur ciment, d'épaisseur du béton d'enrobage et de distance de transport des bétons. Plus que le type de ciment, la réduction des indicateurs environnementaux dépend en réalité de la teneur en clinker du ciment. Elle est presque indépendante du type d'additif. La formulation optimale proposée ci-dessus permet de réduire considérablement les indicateurs de changement climatique, de déplétion des ressources, d'eutrophisation aquatique et, de toxicité humaine (non-cancérogènes).

### **3. Conclusion**

Dans cette thèse, nous avons développé une méthode de conception environnementale et durable de structures en béton armé. Nous avons proposé d'élaborer un modèle de durée de vie des structures en béton dans un environnement agressif. Ce modèle permet de concevoir des structures dont les impacts environnementaux sont évalués par l'Analyse de Cycle de Vie (ACV) sur la phase de construction, d'entretien et de réparation. Nous avons intégré les méthodes d'analyse de sensibilité de Sobol et de Morris pour déterminer les leviers d'action réduisant les impacts environnementaux et augmentant la durée de vie des structures.

En suivant notre méthode, nous avons tout d'abord développé un modèle de durée de vie des structures en béton armé altérées par la carbonatation. Nous avons développé un méta-modèle pour prédire la profondeur de carbonatation naturelle en béton. Ensuite, nous avons développé les diagrammes décisionnels pour la conception initiale et la politique d'entretien.

Nous avons appliqué notre méthode au cas d'étude d'une structure en béton armé située à Madrid et soumise à la carbonatation pour une durée de vie prévue de 100 ans. Suivant les recommandations de la norme EN 206-1 nous nous plaçons dans la classe d'exposition XC4. Nous avons appliqué la méthode de Sobol et de Morris sur le modèle de durée de vie pour identifier les leviers d'action augmentant la durée de vie de la structure. En plus, nous avons identifié les deux principales alternatives de conception de la structure : (i) les structures conçues avec les classes de résistance du ciment de 42,5 MPa et 52,5 MPa ne nécessitent aucune opération d'entretien ; et (ii) les structures conçues avec une classe de résistance du ciment de 32,5 MPa nécessitent des opérations d'entretien et différentes politiques d'entretien doivent être comparées.

Pour la première alternative de choix de structures (classes de résistance du ciment de 42,5 MPa et 52,5 MPa ne nécessitant aucune opération d'entretien), nous avons développé un modèle ACV pour estimer les impacts environnementaux. Ce modèle est basé sur une unité fonctionnelle correspondant à 1 m<sup>2</sup> de surface d'enrobage en béton. Nous avons appliqué la méthode de Sobol et de Morris sur les indicateurs environnementaux pour

identifier les leviers d'action réduisant les impacts environnementaux. Dans le cas étudié, les recommandations pour une conception durable et environnementale de cette structure sont l'utilisation du ciment CEM III/C, d'un rapport eau sur ciment minimal, d'une épaisseur du béton d'enrobage minimale et d'une distance minimale entre l'usine de béton et le site.

Dans la deuxième alternative de choix de structures (classe de résistance du ciment de 32,5 MPa nécessitant des opérations d'entretien), nous nous sommes exclusivement concentrés sur une politique de maintenance préventive. Nous avons tout d'abord développé un nouveau modèle de durée de vie qui considère l'effet du revêtement de protection. Ensuite, nous avons développé un modèle d'ACV pour estimer les impacts environnementaux de l'altération de la surface du béton. Nous avons appliqué la méthode de Sobol et de Morris sur les indicateurs environnementaux dans le but de réduire le diagramme décisionnel de préparation de la surface du béton avant application du revêtement.

Dans les perspectives à court-terme, il faudrait compléter les études sur les structures conçues avec la classe de résistance du ciment de 32,5 MPa nécessitant des opérations d'entretien, en intégrant un modèle de politique d'entretien curative. En effet, il serait intéressant de comparer les impacts environnementaux des politiques préventive et curative pour ce type de structure, afin de trouver laquelle améliore les performances environnementales. Dans les perspectives à plus long-terme, il faudrait intégrer d'autres phénomènes d'altération au modèle car aujourd'hui seule la carbonatation est considérée dans le modèle de durée de vie. Il est possible que les résultats diffèrent de ceux trouvés dans cette thèse si les attaques de sulfates, de chlorures ou encore la fissuration étaient intégrées au modèle. Des travaux supplémentaires devraient notamment se concentrer sur la combinaison des effets de ces différents mécanismes d'altérations. La méthode d'AS pourrait être améliorée en caractérisant mieux les influences en interaction des paramètres qui pourraient améliorer significativement la durée de vie et les performances environnementales. Enfin, dans une perspective d'application à des méthodes de conception courantes, il faudrait passer de l'échelle matériau à celle de l'ouvrage, en intégrant les modèles d'altération bi- et tri-dimensionnels pour mieux tenir compte d'effets localisés.

#### 4. Bibliographie

- [IMP] S. Imperatives, *Report of the World Commission on Environment and Development: Our Common Future*. .
- [NAI 08] T. R. Naik, "Sustainability of concrete construction," *Pract. Period. Struct. Des. Constr.*, vol. 13, no. 2, pp. 98–103, 2008.
- [UNE 07] UNEP, Ed., *Buildings and climate change: status, challenges and opportunities*. Paris: UNEP DTIE, Sustainable Consumption and Production Branch, 2007.
- [IEA 09] IEA and WBCSD, "Cement Technology Roadmap 2009 - Carbon emissions reductions up to 2050," Paris, France: International Energy Agency [IEA], World Business Council for Sustainable Development [WBCSD], 2009.
- [MAR 14] V. Mara, R. Haghani, and P. Harryson, "Bridge decks of fibre reinforced polymer (FRP): A sustainable solution," *Constr. Build. Mater.*, vol. 50, pp. 190–199, Jan. 2014.
- [ISO 06] ISO 14040: 2006, "Environmental management - Life cycle assessment - Principles and framework." .
- [FIB 06] fib CEB-FIP, Ed., *Model code for service life design*. Lausanne: fib, 2006.
- [EUR 15] "Sensitivity Analysis - EU Science Hub - European Commission," *EU Science Hub*, 12-May-2015. [Online]. Available: <https://ec.europa.eu/jrc/en/samo>.
- [WEA] "Weather Data | EnergyPlus." [Online]. Available: <https://energyplus.net/weather>.
- [EUR 07] European Standard EN 206-1, "Concrete-Part 1: Specification, performance, production and conformity." 2007.
- [ECO] "ecoinvent 3.3 – ecoinvent." [Online]. Available: <http://www.ecoinvent.org/database/ecoinvent-33/ecoinvent-33.html>. [Accessed: 04-Sep-2016].



**PRIX RENE HOUPERT**  
**Structures et Géotechnique**



---

# Analyse probabiliste de la fissuration et du confinement des grands ouvrages en béton armé et précontraint – Application aux enceintes de confinement des réacteurs nucléaires (Cas de la maquette VeRCoRs)

David E.-M. BOUHJITI<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Univ. Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, F-38000 Grenoble, France

Grenoble INP Partnership Foundation, Industrial chair PERENITI (EDF-SEPTEN/DTG/CIH), France

CEng. Msc. 3<sup>rd</sup> year PhD candidate: david.bouhjiti@3sr-grenoble.fr / david.elmahdi.bouhjiti@gmail.com

---

*RÉSUMÉ.* Ce travail porte sur la modélisation probabiliste du comportement Thermo-Hydro-Mécanique (THM) des ouvrages en béton armé et précontraint. Un intérêt particulier est accordé aux problématiques de fissuration et de perméabilité à l'air sec dans les ouvrages de confinement (Exemple des enceintes de confinement des réacteurs nucléaires). L'approche proposée consiste à coupler les différentes étapes de calcul THM à des méthodes stochastiques non-intrusives (Surfaces de réponse adaptatives, chaos polynomiaux, etc.) moyennant un coût numérique raisonnable et optimisé. Les résultats d'une telle analyse par éléments finis, basée sur des Volumes Structuraux Représentatifs (VSR), permettent de (a) Mieux comprendre le vieillissement du béton dans les grands ouvrages en béton en pointant les paramètres les plus influents et leurs phénomènes physiques associés (analyse de sensibilité)(b) Améliorer la prévision numérique du comportement structurel futur tenant compte des aléas et incertitudes associés au matériau et aux chargements THM appliqués (analyse probabiliste) (c) Faciliter l'anticipation des travaux de maintenance et de réparation si nécessaires (analyse fiabiliste).

*ABSTRACT.* This contribution aims at the probabilistic modelling of the Thermo-Hydro-Mechanical (THM) behaviour of concrete in large reinforced and prestressed structures. The work particularly focuses on cracking and air tightness issues of containment buildings; nuclear containment walls for instance. The suggested strategy consists of performing the various THM calculation steps within a stochastic framework (using adaptive surface response methods and Polynomial Chaos Expansions for example) at low and optimized computational cost. For that, calculations are performed at the scale of Representative Structural Volumes and a global stochastic strategy is proposed allowing (a) a better understanding of the phenomena behind the ageing of concrete in large structures (sensitivity analysis) (b) the improvement of predictive analyses by incorporating material-related and load-related uncertainties (probabilistic analysis) (c) a predictive scheduling of maintenance and repair operations based on the risk of exceeding regulatory thresholds (reliability analysis).

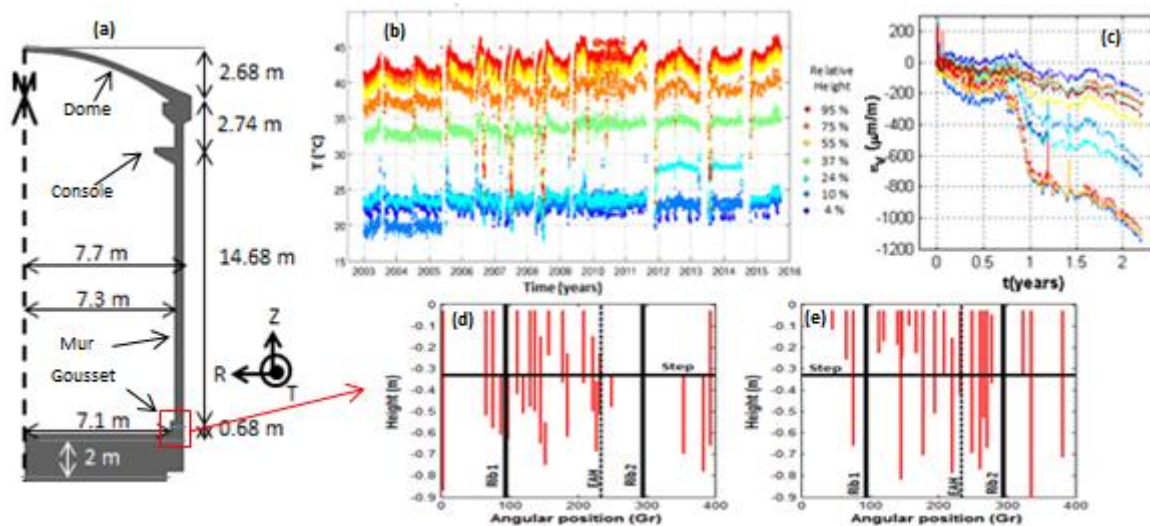
*MOTS-CLÉS :* Grandes structures, THM, fissuration, perméabilité, prévision probabiliste, enceintes nucléaires.

*KEY WORDS:* Large RC structures, THM, cracking, leakage, probabilistic analysis, Nuclear Containment Buildings.

---

## 1. Introduction: Effets des aléas et incertitudes sur la durabilité des ouvrages GC

De par sa composition hétérogène et sa nature multiphasée, le béton est un matériau dont les propriétés sont fortement variables dans le temps (phénomènes de vieillissement [BOU 18a]: maturité, séchage, fluage, retraits, etc.) et dans l'espace (variabilité spatiale des propriétés mécaniques [BOU 18b], des propriétés de transfert, etc.). Cela induit naturellement des aléas dans le comportement du béton (vu comme matériau homogène équivalent) et dans la réponse des structures en béton aux différents chargements Thermo-Hydro-Mécaniques (THM) appliqués. En particulier, pour les grands ouvrages en béton armé et précontraint (Echelle ~10 m), telles que les enceintes de confinement des réacteurs nucléaires (Figure 1a), ces variabilités affectent fortement l'évolution de leur comportement dans le temps, ce qui conditionne leur performance et leur durée de vie (Figure 1).



**Figure 1.** (a) Vue 2D de l'enceinte de confinement VerCoRs (échelle 1:3) – (b) Variabilité de la température interne en phase opérationnelle – (c) Variabilité observée sur site des déformations verticales – (d&e) Distribution des fissures de jeune âge 12 jours après déversement du gousset (d : intrados – e : extrados)

Ayant un effet non-négligeable sur la réponse structurelle, la prise en compte de ces aléas dans les processus de simulation est, donc, indispensable afin de (a) tenir compte des incertitudes liées à l'identification des propriétés à l'échelle des éprouvettes, à leur représentativité à l'échelle structurelle (propagation d'incertitudes inter-échelle et effets d'échelle), aux hypothèses simplificatrices des modèles, etc. (b) permettre une meilleure évaluation des comportements globaux (thermo-hydratation, fluage, séchage) et locaux (fissuration et perméabilité) des structures tenant compte de la propagation d'incertitudes depuis la phase de jeune âge jusqu'à la fin de vie (c) réduire le niveau d'erreur épistémique des résultats numériques et améliorer leur fiabilité et leur aptitude à prévoir le comportement futur des structures.

Outre l'amélioration de la compréhension des phénomènes physico-chimiques à l'origine du vieillissement du béton, l'atteinte de ces objectifs reste conditionnée par la représentativité physique des modèles utilisés et par la performance des moyens de calculs actuellement disponibles. Or, si d'importantes avancées ont été réalisées en termes de développement de modèles THM adaptés à l'échelle de grandes structures (~10 m), peu de travaux se sont consacrés au couplage de ces modèles à des approches probabilistes afin de décrire au mieux la variabilité de la réponse du béton à telle échelle. Le sujet est davantage prégnant pour des calculs fortement non-linéaires et couplés (endommagement, fluage, séchage, perméabilité à l'air, etc.), et pour un nombre important de paramètres THM à définir en entrée (~+50 paramètres [BOU 18b]). En effet, dans telles situations, des stratégies alternatives à celles de Monte Carlo sont nécessaires pour des questions de pratique et de faisabilité.

Dans cette contribution, il est, donc, sujet de proposer une stratégie globale stochastique adaptée à la complexité du problème THM traité et à son coût numérique pour des grandes structures. Entre autres, les verrous scientifiques levés sont les suivants :

- Identification des paramètres les plus influents vis-à-vis de la fissuration et de la perméabilité des structures : Même si tous les paramètres en entrée ont une certaine variabilité spatio-temporelle, seuls quelques-uns ont un effet important sur la réponse de la structure. Afin de les identifier, des analyses de sensibilité globales au 1<sup>er</sup> ordre (type Min-Max par exemple) sont menées [BOU 18c]. Cela va dans le

sens de réduire le nombre de paramètres variables dans le modèle afin de faciliter les analyses de sensibilité à des ordres supérieures [SOB 01] et la propagation d'incertitudes [BOU 18d][BOU 18e]. Aussi, cela permet-il de définir les propriétés dont l'identification nécessiterait une série de mesures suffisamment large pour accomplir une description statistique correcte.

- Modélisation probabiliste du comportement THM du béton : La simulation prévisionnelle du vieillissement du béton dans les enceintes est basée sur un couplage faible THM-F (-F pour fuite) [BOU 18a][BOU 18b][BOU 18g] couvrant les phases pré-opérationnelle et opérationnelle de la structure (Figure 2). Afin de réduire le coût numérique, les calculs sont menés à l'échelle de Volumes Structuraux Représentatifs (Figure 3). Ces derniers restent mieux adaptés pour établir des couplages probabilistes sans altérer la représentativité physique des modèles utilisés (surtout pour les calculs d'endommagement nécessitant un maillage relativement fin). Dans ce travail, les méthodes probabilistes dites non-intrusives sont retenues car elles ne nécessitent aucune modification du code utilisé<sup>1</sup> et sont applicables à toutes les étapes de calcul THM-F. Parmi ces méthodes, nous énumérons celles basées sur les champs aléatoires spatialement corrélés (permettant de décrire la variabilité spatiale d'un paramètre donné) et celles basées sur des méta-modèles (type Surfaces de Réponse et Chaos Polynomiaux entre autres). En fonction, des propriétés de chaque grandeur d'intérêt (discrète/continue, locale/globale, etc.), des méthodes adaptées sont développées afin de simuler la propagation d'incertitude dans le temps et d'une étape de calcul THM-F à une autre moyennant un coût de calcul optimisé.

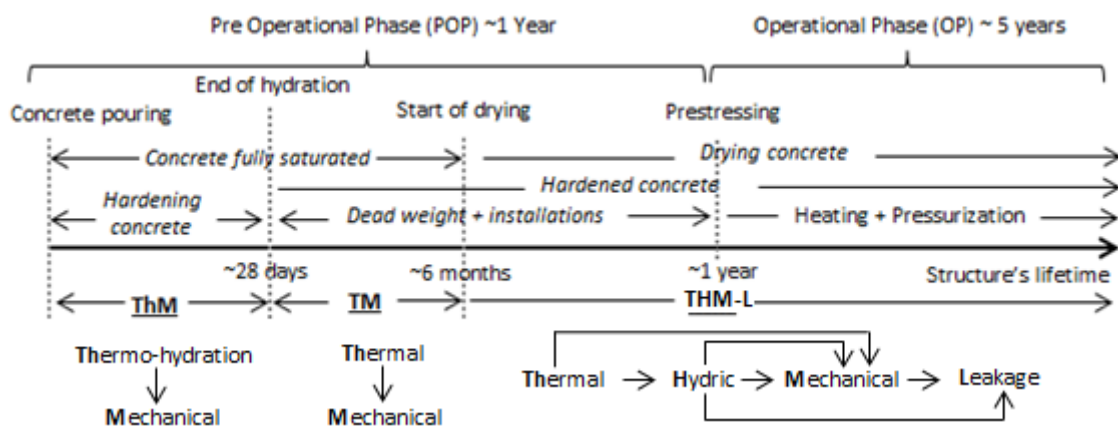


Figure 2. Principe de couplage faible (chaînage) des calculs THM-F appliqué aux VSRs VeRCoRs

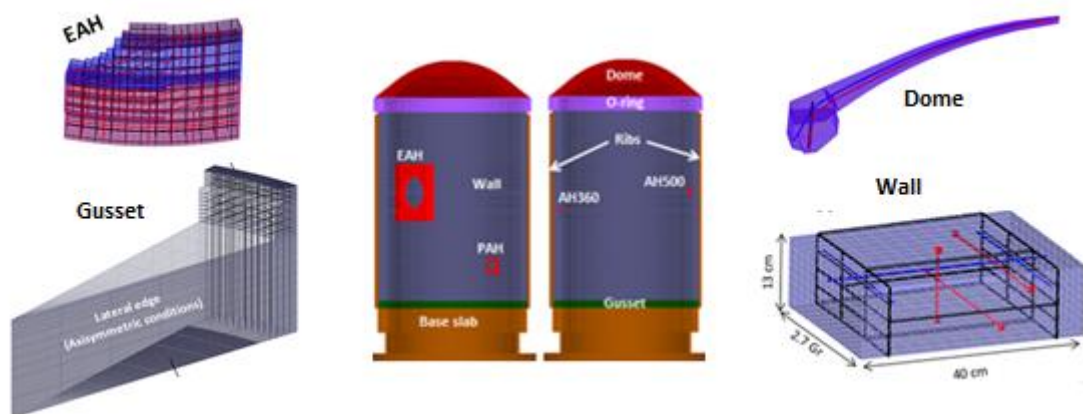


Figure 3. Exemples de VSRs de l'enceinte de confinement VeRCoRs

Dans le cas des enceintes de confinement, l'objectif final est d'aboutir à des courbes de fonctions de répartition (variables dans le temps) de la fuite globale à l'air pendant les essais décennaux de pressurisation. Ces courbes serviront à l'évaluation du risque de dépassement des critères réglementaires de fuite et à la planification préventive des travaux de maintenance et de réparation si nécessaires.

<sup>1</sup> Dans ce travail, le solveur utilisé est Code\_Aster® et le logiciel d'implémentation de loi de comportement est Mfront®

## 2. Contributions à la modélisation probabiliste du comportement THM-F du béton

La première étape consiste à valider l'aptitude des modèles THM-F retenus [BOU 18a][BOU 18b][BOU 18f] à reproduire le comportement du béton sous chargements THM simultanés (configuration déterministe). Ensuite, en deuxième étape, il est question de définir les domaines de variabilité physique des différents paramètres et d'en identifier les plus influents *via* des analyses de sensibilité au 1<sup>er</sup> ordre (analyses de variance [SOB 01] par exemple). Une fois ces paramètres identifiés, un méta modèle est construit (troisième étape) en se basant sur les méthodes de Surfaces de Réponse. En particulier : (a) un algorithme générique adaptatif est proposé afin de décrire les différents modes de fissuration (réponse discrète) en fonction de la variabilité des propriétés THM du béton et des chargements appliqués [BOU 18d] (b) Pour les réponses de nature continue (température, hydratation, taux de saturation, déformations, débit de fuite, etc.), les chaos polynomiaux [XIU 02] sont utilisés pour définir une surface de réponse adaptée et permettre des analyses de sensibilité plus avancées [SUD 02]. Disposant, d'un méta-modèle explicite, la dernière étape consiste à appliquer la méthode de Monte Carlo, à faible coût numérique, afin de définir les fonctions de répartition et les moments statistiques d'intérêt.

### 2.1. Validation des modèles THM-F à l'échelle de la structure

Comme illustré dans la Figure 2, les calculs THM-F consistent d'abord à résoudre le problème thermique décrit par l'équation de la chaleur [1]. Pour la phase du jeune âge, un terme source  $Q$  (non-linéaire) est considéré afin de reproduire le dégagement de chaleur accompagnant la phase d'hydratation [ULM 98]. Pendant l'hydratation, la porosité du béton est supposée saturée et, du fait des dispositions de cure, aucun échange hydrique avec l'environnement ambiant n'est considéré. En fin d'hydratation, le terme source s'annule et la variation de température dans le béton est pilotée par la température ambiante. Ensuite, des calculs hydriques sont menés [2]. Le problème est exprimé en teneur en eau  $C_w$  et le coefficient de diffusivité hydrique (grandeur thermo-activée) est défini de manière phénoménologique [BEN 02]. Les conditions aux bords hydriques quant à eux sont définies en fonction de l'humidité relative. Cette dernière est reliée à la teneur en eau *via* des courbes de sorption-désorption. Pour le problème mécanique, le principe de superposition est appliqué afin de décrire les différentes déformations associées à l'évolution des champs thermique et hydrique dans le temps et aux chargements appliqués [3]. La déformation totale est, donc, la somme des déformations élastiques  $\epsilon_{ELAS}$ , retraits endogènes  $\epsilon_{ES} = \alpha_{ES} \langle \alpha - \alpha_0 \rangle_+ I_d$ , retraits de dessiccation  $\epsilon_{DS} = \alpha_{DS} (C_w - C_{w,0}) I_d$  et des déformations de fluage  $\epsilon_{CR}$  (propre et de dessiccation [BEN 02]) [BOU 18a][BOU 18b]. Pendant la phase de jeune âge, l'évolution des propriétés mécaniques du béton en fonction du taux d'hydratation sont modélisées selon le principe de maturité.

$$d\beta(T)/dt - \nabla \cdot (\lambda_c \nabla T) = Q(\alpha) \exp(-E_a^{th}/(RT(t))) \quad [1]$$

$\beta(T)$  l'enthalpie du béton (J/m<sup>3</sup>/s),  $\lambda_c$  la conductivité thermique (J/s/m<sup>2</sup>/°K),  $Q(\alpha)$  la quantité de chaleur d'hydratation (J/m<sup>3</sup>/s) fonction du taux d'hydratation normalisé  $\alpha$ ,  $E_a^{th}$  l'énergie d'activation du processus d'hydratation (J/mol).

$$dC_w/dt = \nabla \cdot (A_w \exp(B_w C_w - E_a^W/R(1/T - 1/T_{ref}^W)) T/T_{ref}^W \nabla C_w) \quad [2]$$

$A_w$  est un paramètre de diffusivité (m<sup>2</sup>/s),  $B_w$  un paramètre numérique à ajuster selon les résultats d'essais de perte de masse,  $T_{ref}^W$  est la température d'essais (°K),  $E_a^W$  est l'énergie d'activation du processus de diffusion.

$$\epsilon_{TOT} = \epsilon_{ELAS} + \epsilon_{TH} + \epsilon_{ES} + \epsilon_{DS} + \epsilon_{CR} \quad [3]$$

$$\epsilon_{TH} = \alpha_{th}(T - T_0) I_d \quad \epsilon_{ES} = \alpha_{ES} \langle \alpha - \alpha_0 \rangle_+ I_d \quad \epsilon_{DS} = \alpha_{DS} (C_w - C_{w,0}) I_d$$

$\alpha_{th}$  (/°K),  $\alpha_{ES}$  et  $\alpha_{DS}$  sont les coefficients de déformation thermique, de retrait endogène et de retrait de dessiccation respectivement.  $I_d$  le tenseur identité et  $\langle X \rangle_+ = \max(X; 0)$ .

La loi de comportement définissant l'adoucissement post-pic est basée sur la théorie de l'endommagement [4]: la formulation du problème est locale – ce qui requiert une régularisation énergétique –, le critère d'endommagement est celui proposé dans [MAZ 15] et la loi adoucissante correspond au modèle de [FIC 99]. La contribution du fluage à l'endommagement est également prise en compte *via* un couplage faible fluage-endommagement [BOU 18b]. Afin d'accéder aux ouvertures de fissures, un post-traitement des champs de déformation et d'endommagement est implémenté selon la stratégie suggérée dans [SCI 17].

$$\sigma = (1 - d) C_0 : \epsilon_{ELAS} \quad [4]$$

Un sujet majeure quand on s'intéresse à la fissuration des grandes structures en béton est celui des effets d'échelle statistique et matériau. Dans ce travail, des champs aléatoires spatialement corrélés sont affectés au module de Young et sont couplés à la loi d'échelle, descriptive de la résistance à la traction, proposée dans [SEL

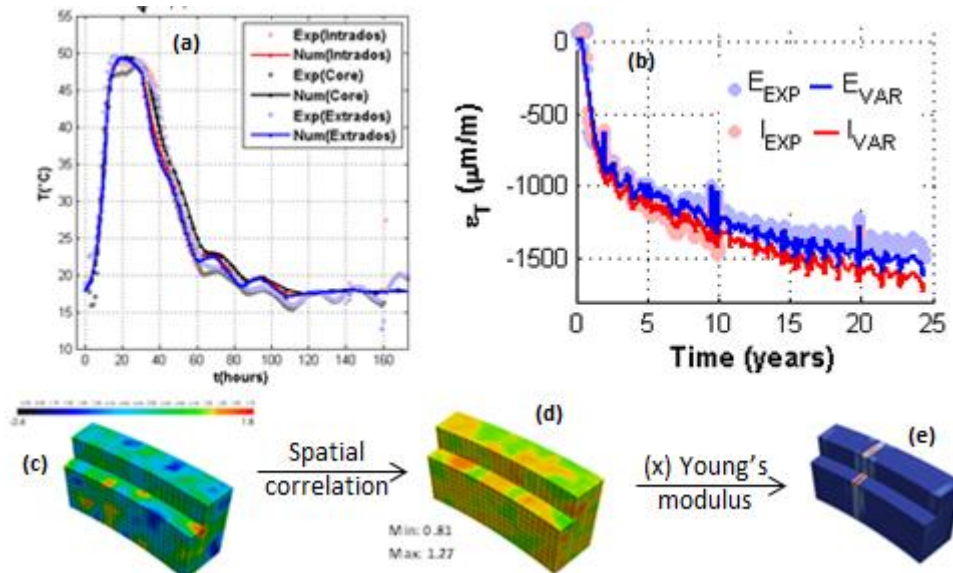


12]. Cela permet (a) d'avoir une réponse locale aléatoire dans le volume et pour les phases pré- et post-pic et (b) de faciliter la localisation des fissures en présence de contraintes homogènes de traction [BOU 18a].

Finalement, le problème de fuite est résolu [5]. A cette dernière étape de calcul THM-F, il s'agit de définir la perméabilité du béton en fonction de la teneur en eau (Flux de Darcy) et des ouvertures de fissures (flux de Poiseuille). Des lois dites de raccordement sont utilisées afin d'assurer une description continue de la perméabilité du béton sain au béton macro fissuré [BOU 18g][BOU 18f].

$$\mu \frac{dP}{dt} - \text{div}(k_{eq} \text{grad } P) = 0 \quad [5]$$

$P$  la pression de l'air dans le béton (Pa),  $k_{eq}$  la perméabilité équivalente ( $m^2$ ) tenant compte du flux de Darcy et de Poiseuille par EF,  $\mu$  la viscosité dynamique de l'air.



**Figure 4.** Exemples de résultats THM-F à l'échelle de VSRs (a) Evolution de la température en phase d'hydratation dans le gousset (b) Evolution de la déformation tangentielle dans la zone courante du mur (c) Réalisation du champ aléatoire normal non corrélé (d) Champs Lognormal spatialement corrélé associé à la variabilité spatiale du module de Young (e) Profil de fissuration résultant au jeune âge

Appliqué au VSRs de la Figure 3, le modèle décrit brièvement ci-dessus permet de reproduire le comportement global (au sens moyen) observé sur site en termes de température, d'humidité relative et de déformations pour une configuration donnée de chargement (Figure 4). Le modèle est aussi capable de fournir des profils de fissuration (spatialement aléatoires) et de tenir compte de ces singularités lors de l'évaluation des débits de fuite. Il peut donc être utilisé comme support à la propagation d'incertitudes THM-F afin de reproduire la variabilité du comportement observé sur site (Figure 1) induite par les aléas du matériau et des chargements.

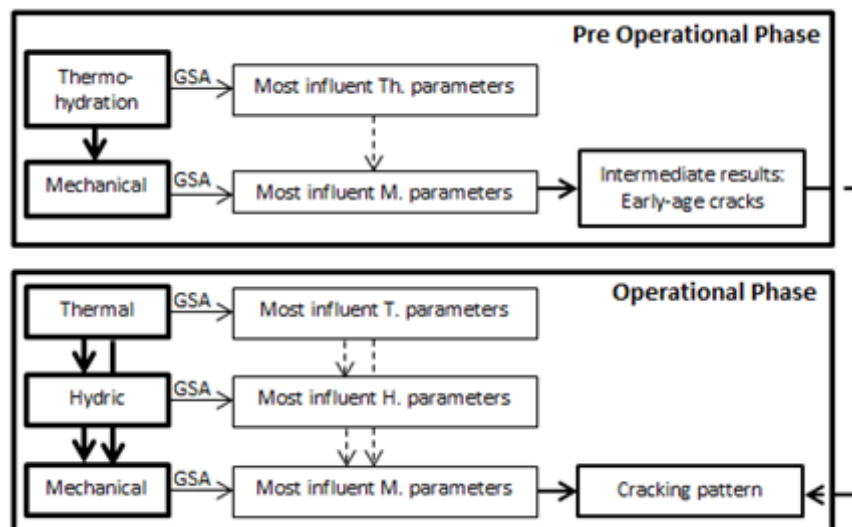
## 2.2. Propagation d'incertitudes THM-F à l'échelle structurelle

### 2.2.1. Analyse de sensibilité et paramètres influents

Dans le modèle THM-F retenu, le nombre de paramètres à identifier est supérieur à 60 (y compris les paramètres de fuite) et le temps de calcul d'une seule simulation à l'échelle de VSR couvrant toute la durée de vie de la maquette varie entre 4 heures (en absence d'endommagement) et 2 jours (en présence d'endommagement). Il est donc quasiment impossible d'appliquer directement les méthodes de Monte Carlo pour des analyses de fiabilité et est toujours difficile d'identifier une Surface de Réponse physiquement représentative pour chaque grandeur d'intérêt de la chaîne THM-F. Une première étape d'analyse de sensibilité s'impose, alors, afin d'identifier les paramètres et hypothèses de modélisation les plus influents. Tenant compte du chaînage THM-F, l'analyse de sensibilité couvre d'abord une étape de calcul à la fois et ne considère, pour les étapes à venir, que les paramètres les plus influents des étapes précédentes (Figure 5). Cela permet de réduire largement le nombre d'appels au modèle sans pour autant affecter la hiérarchisation des entrées selon leur influence sur la réponse du modèle.

Dans le cas VeRCoRs, suite à une analyse de variance basée sur une approche Min-Max (représentant le moindre coût numérique), les résultats suivants, entre autres, sont obtenus [BOU 18c]:

- Pendant la phase d'hydratation, le comportement thermique du béton et sa cinétique d'hydratation sont principalement affectés par la variabilité de la chaleur d'hydratation et de la capacité thermique (représentant plus de 90 % de la variance observée). Par analyse inverse des mesures de températures sur site, leurs coefficients de variation avoisineraient les 10 %.
- La variabilité spatiale des propriétés mécaniques (modélisée par des champs aléatoires) et leur corrélation n'explique que partiellement la variabilité de la fissuration au jeune âge (Figure 1d). En effet, pour une moyenne et un coefficient de variation constants, différentes réalisations de champs permettent d'identifier deux modes seulement (sur quatre) de ceux observés sur site. Toutefois, il est possible de retrouver numériquement tous les modes en variant la moyenne des différentes propriétés mécaniques d'un VSR à un autre (en particulier : la résistance à la traction, le module de Young, les coefficients de retrait endogènes et thermiques, les propriétés viscoélastiques). Ce résultat est intéressant car il permet de limiter le rôle du champ aléatoire à un facilitateur de l'initiation des fissures et à la localisation aléatoire de ces dernières. L'identification du nombre de fissures nécessiterait, quant à elle, la définition d'un plan d'expérience numérique constitué par les paramètres jugés les plus influents et représentatif de leur fonctions de répartition (méthode de la quadrature de Gauss par exemple).
- Après mise en tension des câbles de précontrainte, et même dans les zones où la précontrainte effective serait faible, les contraintes en traction rencontrées usuellement en phase opérationnelle ne suffisent pas pour créer de nouvelles fissures. Il est donc raisonnable de considérer que le régime de fissuration au jeune âge est bien le régime établi de fissuration de la structure (cas du gousset).
- Les ouvertures de fissures en phase opérationnelle sont principalement pilotées par la précontrainte initiale appliquée, les pertes de précontrainte dues au séchage et l'effort de traction appliqué (ils seraient responsables de plus de 99 % de la variance observée).



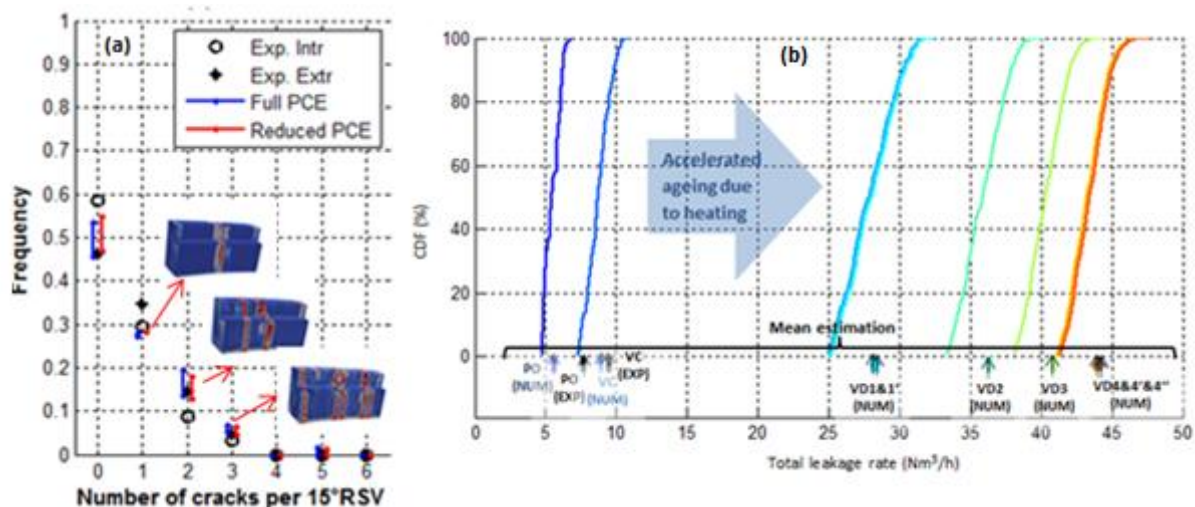
**Figure 5.** Stratégie globale d'analyse de sensibilité et de propagation d'incertitudes

### 2.2.2. Propagation d'incertitudes à l'échelle structurelle du jeune âge à la fin de vie

Vis-à-vis de la fuite, la priorité des calculs au jeune âge est de quantifier le risque de fissuration (principalement le nombre de fissures). Pour ce faire, les méthodes de Surfaces de Réponses adaptatives sont utilisées. L'algorithme mis au point [BOU 18d] consiste à définir d'abord un plan d'expérience numérique (de dimensions égales au nombre de paramètres influents retenus). Chaque dimension est discrétisée à une précision donnée définie par l'utilisateur (pouvant être reliée à la précision des mesures ou à l'écart type par exemple). Le nombre de point appartenant au plan d'expérience est le nombre maximal d'appel au modèle ThM (cas d'une approche non-adaptative). Afin d'éviter l'identification du même mode de fissuration sur un domaine donné du plan d'expérience, l'appel au modèle ThM ne se fait que si le point de calcul est entouré de modes de fissuration différents. En effet, si un mode est identifié sur un contour donné, le même mode de fissuration devrait être

retrouvé pour tout point à l'intérieur de ce contour. L'algorithme s'arrête quand la précision du plan d'expérience est atteinte ou quand la performance (définie comme le ratio du nombre de modes de fissuration sur le nombre d'appels au modèle) devient inférieure à une valeur seuil définie par l'utilisateur. Appliqué au gousset VeRCoRs, l'algorithme permet d'identifier tous les modes de fissuration observés sur site (Figure 6a) en considérant les coefficients de retraits thermique et endogène – dist. Log –, la résistance à la traction et le module de Young – dist. Log – comme paramètres influents (coût réduit de plus de 50 % ~15 jours). En appliquant Monte Carlo à cette surface de réponse de quatre dimensions, et de manière prédictive, les fréquences de chaque mode de fissuration sont estimées convenablement par rapport aux observations sur site (Figure 6a).

Les profils de fissuration étant définis au jeune âge, les calculs sont poursuivis pour couvrir la phase opérationnelle. Les surfaces de réponse des différentes grandeurs d'intérêt (taux de saturation, déformations, ouvertures de fissures, taux de fuite) sont décrites au moyen de chaos polynomiaux d'ordre 3 [XIU 02]. Dans le cas de la fuite (dernière étape de calcul), 13 paramètres sont retenus (coef. de retrait thermique – dist. Log –, coef. de retrait endogène – dist. Log –, module de Young – dist. Log –, résistance à la traction – dist. Log –, teneur en eau initiale – dist. Log –, paramètre de diffusivité – dist. Uni –, précontrainte initiale – dist. Log –, efforts de pressurisation – dist. Uni –, coef. de retrait de dessiccation – dist. Log –, perméabilité intrinsèque – dist. Log –, coef. de Klinkenberg – dist. Uni –, 2 paramètres modélisant les effets de rugosité et de tortuosité sur le débit à travers les fissures – dist. Uni –). Les coefficients de la fonction polynomiale sont identifiés par la méthode de quadrature de Gauss à 4 points d'intégration [SUD 02] – ce qui résulte en  $\sim 4 \cdot 10^6$  appel au modèle THM –. Sachant que, pour la phase de jeune âge, une surface de réponse explicite est disponible, le nombre de simulations par EF est de  $\sim 2 \cdot 10^4$  seulement. Toutefois, cela n'est valable que pour les VSRs représentant un risque de fissuration au jeune âge (cas du gousset VeRCoRs où le mode de Poiseuille est activé). En effet, pour les autres VSRs où le risque de fissuration est considérablement inférieur, seuls 4 paramètres (teneur en eau initiale, paramètre de diffusivité, perméabilité intrinsèque, coef. de Klinkenberg) suffisent pour identifier la surface de réponse du flux (principalement de Darcy). Finalement, grâce à des hypothèses simplificatrices supplémentaires d'axisymétrie et de découplage entre phases [BOU 18d][ BOU 18e] et à la parallélisations des calculs (30 nœuds), la surface de réponse de la fuite est accessible à un coût de  $\sim 1$  mois. Cette dernière peut servir de support pour appliquer Monte Carlo est accéder aux fonctions de répartition de la fuite (Figure 6b).



**Figure 6.** Analyse probabiliste de (a) la fissuration du gousset au jeune âge (b) la fuite globale VeRCoRS

### 3. Conclusions et perspectives

Ce travail répond au besoin de réaliser des calculs THM-F dans un cadre probabiliste à l'échelle de grandes structures en béton armé et précontraint. La stratégie proposée permet d'analyser les effets de propagation d'incertitudes, dans le temps (du jeune âge au long terme) et d'une étape de calcul THM-F à une autre, sur la réponse de la structure à un coût raisonnable tout en préservant la représentativité physique du modèle chaîné. Ayant démontré la faisabilité de ce genre d'analyse et défini les hypothèses permettant sa réalisation, les travaux futurs devraient consister en (a) l'amélioration des mesures des paramètres fortement incertains et influents (b) l'optimisation des méthodes de définition de Surfaces de réponse (chaos polynomiaux adaptatifs par exemple) (c) l'actualisation des données par analyse inverse afin de reproduire la variabilité observé sur site (particulièrement pour les structures existantes et dont l'information à l'échelle de l'éprouvette est très restreinte).



#### 4. Bibliographie

- [BEN 02] BENBOUDJEMA F., Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations bi axiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires, Thèse de doctorat, UMLV, 2002.
- [BOU 18a] BOUHJITI D. E.-M., BOUCHER M., BRIFFAUT M., DUFOUR F., BAROTH J., MASSON B., « Accounting for realistic Thermo-Hydro-Mechanical boundary conditions whilst modeling the ageing of concrete in nuclear containment buildings: Model validation and sensitivity analysis », *Eng. Struct.*, vol. 166, 2018, p. 314-338.
- [BOU 18b] BOUHJITI D. E.-M., BAROTH J., BRIFFAUT M., DUFOUR F., MASSON B., « Statistical modelling of cracking in large concrete structures under Thermo-Hydro-Mechanical loads: Application to Nuclear Containment Buildings. Part 1: Random field effects (reference analysis) », *Nucl. Eng. and Des.*, vol. 333, 2018, p. 196–223.
- [BOU 18c] BOUHJITI D. E.-M., BLASONE M. C., BAROTH J., DUFOUR F., MICHEL-PONNELLE S., MASSON B., « Statistical modelling of cracking in large concrete structures under Thermo-Hydro-Mechanical loads: Application to Nuclear Containment Buildings. Part 2: Sensitivity analysis », *Nucl. Eng. and Des.*, (accepted for publication).
- [BOU 18d] BOUHJITI D. E.-M., BAROTH J., DUFOUR F., BRIFFAUT M., MASSON B., « Quantification of cracking risk in large concrete structures using non-intrusive Stochastic Finite Elements Analyses – Application to Nuclear Containment buildings at early age », *Solids and Structures*, (under 1<sup>st</sup> review)
- [BOU 18e] BOUHJITI D. E.-M., BAROTH J., DUFOUR F., BRIFFAUT M., MASSON B., MICHEL-PONNELLE S., « Probabilistic prediction of long term ageing and air tightness in large concrete structures using non-intrusive Stochastic Finite Elements Analysis – Application to Nuclear Containment buildings », *Structural Safety*, (under preparation)
- [BOU 18f] BOUHJITI D. E.-M., EL DANDACHY E. M., DUFOUR F., DAL PONT S., BRIFFAUT M., BAROTH J., MASSON B., « New continuous strain-based description of concrete's damage-permeability coupling », *Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, (under 2<sup>nd</sup> review)
- [BOU 18g] BOUHJITI D. E.-M., BAROTH J., DUFOUR F., MASSON B., « Prediction of air permeability in large RC structures using FE THM modelling strategy », *Proc. of EURO-C conference*, Bad Hofgastein, 26 Feb-01 Mar 2018, Austria, Editors: G. Meschke, B. Pichler & J. G. Rots , p. 237-248
- [FIC 99] FICHANT S., LA BORDERIE C., PIJAUDIER-CABOT G., « Isotropic anisotropic description of damage in concrete structures. Mechanics of cohesive-frictional materials », *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, vol. 4, 1999, p. 399-359
- [MAZ 15] MAZARS J., HAMON F., GRANGE S., « A new 3D damage model for concrete under monotonic, cyclic and dynamic loadings », *Mater. And Struct.*, vol. 48, 2015, p. 3779-3793
- [SCI 17] SCIUME G., BENBOUDJEMA F., « A viscoelastic unitary crack opening strain tensor for crack width assessment in fractured concrete structures », *Mech Time-Depend Mater*, vol. 21, 2017, p. 223-243
- [SEL 12] SELLIER A., MILLARD A., « Weakest link and localization WL<sup>2</sup>: a method to conciliate probabilistic and energetic scale effects in numerical models », *Eur. Jour. of Envir. & Civ. Eng.*, vol. 10, 2014, p.1177-1191
- [SOB 01] SOBOL' I. M., « Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates », *Mathematica and computers in simulation*, vol 55, 2001, p. 271-280.
- [SUD 02] SUDRET B., « Global Sensitivity analysis using polynomial chaos expansions », *Reliab. Eng. Safety*, vol. 93, 2002, p. 619–644.
- [ULM 98] ULM F.-J., COUSSY O., « Couplings in early-age concrete: From material modeling to structural design », *Sol. And Struc.*, vol. 31, 1998, p. 4295-4311
- [XIU 02] XIU D., KARNIADAKIS G., « The Wiener-Askey polynomial chaos for stochastic differential equations », *SIAM J. Sci. Comput*, vol. 24, 2002, p. 619–644.

---

# Experimental and numerical study on thermomechanical behaviour of carbon fibre reinforced polymer (CFRP) and structures reinforced with CFRP

Phi Long NGUYEN

PhD candidate, Université de LYON, Université Claude Bernard LYON 1; Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction LMC2, France. Mail: [phi-long.nguyen@etu.univ-lyon1.fr](mailto:phi-long.nguyen@etu.univ-lyon1.fr)/ [long.nguyen@ut.edu.vn](mailto:long.nguyen@ut.edu.vn)

Lecturer, Ho Chi Minh City University of Transport, Faculty of Construction Engineering, Campus 1: Number 2, D3 Street, Ward 25, Binh Thanh District, Ho Chi Minh City, Vietnam

---

## RÉSUMÉ.

Cette thèse porte sur la caractérisation expérimentale et la modélisation numérique du comportement thermomécanique des polymères renforcés par des fibres de carbone (CFRP) et des structures en béton renforcées par CFRP qui sont soumises à des températures élevées. La première partie sur les matériaux CFRP a expérimentalement décrit que l'utilisation des propriétés thermomécaniques dans l'évaluation de la performance du CFRP pultrudé et CFRP manuellement élaboré soumis à des températures élevées peut améliorer la fiabilité et la sécurité des structures incorporant ces matériaux. La deuxième partie expérimentale sur les structures renforcées par CFRP a montré qu'à une charge mécanique adaptée, avec une méthode de renforcement par montage en surface proche et l'adhésive haute température, la performance maximale de chaque matériau dans la structure peut être utilisée dans des conditions thermomécaniques proches du feu. La partie numérique finale de cette thèse a appliqué avec succès les données expérimentales des matériaux CFRP, obtenues par la caractérisation expérimentale, dans les modèles numériques par éléments finis dans le logiciel ANSYS APDL. Les résultats de la modélisation numérique sont proches des résultats expérimentaux pour des structures renforcées par CFRP. Les accomplissements de cette thèse sont que les essais expérimentaux permettent une meilleure compréhension des performances thermomécaniques des CFRP et de la structure en béton renforcée par CFRP dans des conditions d'incendie grâce à une procédure d'essai originale; et le développement des modèles numériques peut potentiellement être utilisé pour l'investigation structurelle. Tous les résultats peuvent être utiles pour l'application sur le terrain et la conception de la structure vis-à-vis de l'incendie avec des efficacités fiables et de temps.

## ABSTRACT.

This Ph.D. thesis focuses on the experimental characterization and numerical modelling of the thermo-mechanical behaviour of Carbon Fibre Reinforced Polymers (CFRP) and CFRP reinforced concrete structures subjected to high temperature. The first part on CFRP materials has experimentally outline that using the thermo-mechanical properties in evaluating performance of the pultruded CFRP and CFRP applied by hand lay-up subjected to elevated temperatures can improve the reliability and safety of structures incorporating these material. The second experimental part on CFRP reinforced concrete structures has shown that at a suitable designed mechanical load, with near surface mounted method and the high temperature epoxy, the maximum performance of each individual material in structure can be used in thermo-mechanical condition close to fire. The final numerical part of this Ph.D. thesis has successfully applied the experimental data of CFRP materials, obtained by the experimental characterization, into the numerical finite element models in the software ANSYS APDL. The numerical modelling results are close to the experimental results of CFRP reinforced concrete structures. The achievements of this Ph.D. thesis are that the experimental results allows a better understanding of thermo-mechanical performance of CFRP materials and CFRP reinforced concrete structures under fire conditions thanks to an original testing procedure; and the development of numerical models can potentially be used to structural investigation. All results may be useful for field application and structural design regarding to close-to-fire case with reliable and time efficiency.

**MOTS-CLÉS :** CFRP, structure en béton renforcée par CFRP, renforcement par collage externe (EBR), renforcement par montage en surface proche (NSM), température élevée; comportement thermomécanique, comportement résiduel, système de protection contre le feu, modélisation numérique.

**KEY WORDS:** CFRP, CFRP reinforced concrete, external bonding reinforcement (EBR), near surface mounted (NSM), elevated temperature; thermo-mechanical behaviour, residual behaviour, fire protective system, numerical modelling.

---

## 1. Introduction

In recent decades, there is an increasing need for reinforcing/retrofitting concrete and steel structures due to the change in usage, the structural degradation, or even insufficient design. Among common solutions, CFRP is still a good and traditional option for reinforcing concrete structures such as beams, slabs, columns due to its advantages in mechanical properties, corrosion resistance, durability as well as workability. To apply the CFRP

onto concrete structure, the CFRP can be directly bonded to concrete surface (externally bonding reinforcement method - EBR) or via dipping CFRP in to trenches on concrete surface with epoxy paste (near surface mounted method - NSM). The selection of reinforcement method depends on the structure and particular condition. Since the initial applications, there is a quest for fire concerned performance of CFRP reinforced structure as this simultaneously involves both elevated temperature and mechanical considerations. Up to now, the fire performance of CFRP reinforced concrete structures seems to be an inadequately answered question. As far as the authors concern, there are several experimental researches focusing on the performance of concrete, steel, CFRP, epoxy at elevated temperature condition. Particularly, in Eurocode, the properties of steel and concrete are described to be reduced as temperature increases. With epoxy resins, the effects of temperature on mechanical properties of several epoxy adhesive have been studied [BAS 76] [MOU 12]. Bascom et al. studied the temperature effects on mechanical properties of an epoxy adhesive from  $-40^{\circ}\text{C}$  to  $50^{\circ}\text{C}$  [BAS 76]. Moussa et al. studied the residual properties of a commercial epoxy adhesive (used in CFRP strengthening systems) from  $-35^{\circ}\text{C}$  to  $100^{\circ}\text{C}$  with constant temperature condition [MOU 12]. With CFRP, the research results reported that the CFRP performances including Young modulus and ultimate strength reduced as temperature increases. The reduction rate of Young modulus and ultimate strength of CFRP depended on the elevated temperature condition. Nguyen et al. studied the performance of two types of CFRP: pultruded CFRP and manually fabricated CFRP at various thermal and mechanical combined conditions including thermo-mechanical and residual conditions [NGU 18a] [NGU 18b] [NGU 17a] [NGU 17b] [NGU 16]. There are also investigations concerning the thermo-mechanical performance of different systems of CFRP at several ranges of temperature [SHE 09] [WAN 11] [WAN 07] [YUB 14] or residual performance of CFRP subjected to fire condition [ADE 14] [FEI 12] [FOR 08] [YUQ 10]. In structure scale, regarding different reinforcement methods, several observations have been conducted to identify the performance of CFRP reinforced concrete structure regarding to fire condition. For tensile strengthening method, EBR and NSM are two common used methods. With EBR reinforcement, Bisby et al. investigated the residual performance of CFRP EBR reinforced concrete beams and columns subjected to fire using a normal adhesive [BIS 05]. The residual confined performance of externally wrapped specimen, exposed to fire using normal temperature epoxy paste, has also been studied [RED 06]. Firmo et al. experimentally studied the thermo-mechanical bond performance of the EBR reinforced concrete structures between  $20^{\circ}\text{C}$  and  $120^{\circ}\text{C}$  [FIR 15b]. There is also investigation regarding the fire performance of EBR CFRP reinforced concrete beams under various load levels [TUR 17]. For NSM reinforcement, Al-Abdwais et al. observed the NSM CFRP reinforced concrete structures using cement-based adhesive at elevated temperature condition [Al-A 17]. Jadooe et al. investigated the residual performance of NSM CFRP reinforced concrete via single lap test using cement-based and epoxy adhesives after 1 hour of exposure to temperature at  $200^{\circ}\text{C}$ ,  $400^{\circ}\text{C}$  and  $600^{\circ}\text{C}$  [JAD 17a] [JAD 17b] [JAD 17c]. In comparison between two reinforcement methods, Firmo et al. experimentally studied performance of CFRP reinforced concrete beam in both cases of reinforcement EBR and NSM and used these results to explain the fire performance of CFRP reinforced concrete structure [FIR 14]. The results also showed that at room temperature, the NSM reinforced beam has 21%-35% better performance compare to EBR reinforced one depending on the bond configuration. Kotynia et al. also experimentally studied the performance of CFRP reinforced concrete structure using NSM and EBR reinforcement methods at non-temperature condition and also verified with numerical solution [KOT 12] [KOT 08]. The results showed that the NSM method allows concrete beam higher failure strain, compare to EBR method. The objectives of this research are to experimentally characterize the performance of CFRP and of CFRP reinforced concrete structure at different combined elevated temperature and mechanical loading conditions concerning fire case. It is also expected to improve the performance of CFRP reinforced concrete structure under thermo-mechanical conditions. The finite element method is expected to be predictable the thermo-mechanical performance of structures in conditions that close to fire and have the simultaneousness of mechanical load and elevated temperature.

## **2. Investigation methods**

The thesis includes both experimental method and numerical method which are explained in the followings.

### **2.1. Experimental study**

The experimental test includes two experimental scales: CFRP material and CFRP reinforced concrete specimen. The below sub-sections present the experimental devices, configuration of testing specimens at two scales as well as the summary of conducted tests.

#### *2.1.1. Testing devices*

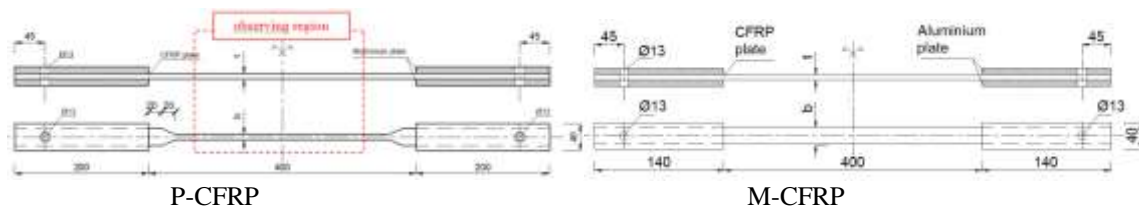
The thermo-mechanical testing system [NGU 18a] has been used to experimentally investigate the thermo-mechanical performance of CFRP and concrete structure reinforced by CFRP at different conditions concerning fire.

### 2.1.2. Testing specimens

This subsection firstly describes CFRP material, CFRP reinforced concrete specimen. It then displays a summary of tests carried out in this study.

#### 2.1.2.1 CFRP material

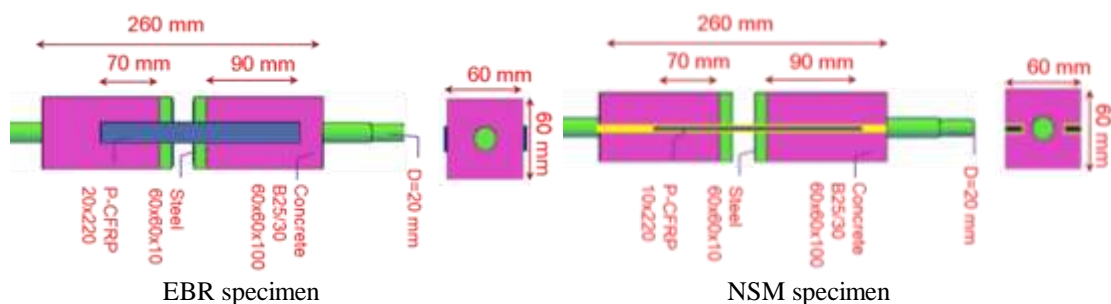
There are two CFRP types: pultruded CFRP (P-CFRP) and hand lay-up CFRP (manually-fabricated CFRP (M-CFRP)). P-CFRP is commercial pultruded carbon fibre reinforced plates containing 68% carbon fibres (supplier's data). According to the product specification, the tensile strength is 2800 MPa and Young's modulus at ambient temperature is 165 GPa (supplier's data). The glass transition temperature of this CFRP,  $T_g$ , is above 100°C (supplier's data). The standard dimensions of this commercial product are 1.2 mm thick, 50 mm wide and 25 m long. M-CFRP is made following wet/ hand lay-up process in which resins are impregnated by hand into fibres, which are in the form of woven, knitted, stitched or bonded fabrics. The M-CFRP in this research was manually produced in the laboratory by applying the polymer matrix to one layer of one-direction carbon textile (Figure 1). The M-CFRP contains 25.3% of fibres and is produced in the laboratory condition. The details of specimens are shown in Figure 1.



**Figure 1.** Details of P-CFRP and M-CFRP specimens

#### 2.1.2.2 CFRP reinforced concrete specimen

This study aims to investigate the performance of CFRP-concrete bond at different thermo-mechanical conditions. There are several methods that can be found in the literature to determine shear capacity of the joint such as single lap, double lap [CAM 07] [MAZ 08] or even beam test [CHE 05]. In this study, the standard double shear method [FER 10] has been developed with adaptation to the testing device and testing conditions. The double lap testing specimen includes two concrete blocks connected by two CFRP strips using two reinforcement methods: externally bonding reinforcement (EBR) and near surface mounted (NSM) (Figure 2).



**Figure 2.** Two configurations of CFRP reinforced concrete specimens

The size of double shear sample has been reduced to meet the limit test apparatus [NGU 18a]. There is a steel bar in the middle welded to another steel plate at bottom of concrete block in order to connect the specimen with two loading heads. The steel plates on the bottom of concrete blocks are designed with the idea to exploit the compressive strength of concrete which is much higher than the material tensile strength (even at elevated temperature condition) and also to reduce the effect of tensile stress on bonded corner of concrete [MAZ 08]. To bond CFRP to concrete, several proposed methods to determine the bond length and width at normal temperature condition has been summarized in previous researches [HOS 14]. The bond-slip model at elevated temperature from 4°C to 180°C has also been proposed and analysed [DAI 13] [GAO 12]. However, most analytical effective

bond lengths exceed the maximum dimension of concrete block (which is limited by dimension of heating chamber). For that reason, to fit with the testing apparatus, the CFRP is bonded to two concrete blocks with two different lengths: anchored length of 90 mm on top part (anchorage bond) and observed length of 70 mm on the bottom part (observed bond, Figure 2) with the failure is expected to happen on the bottom block of concrete. In order to maintain the comparability and feasibility of the different configurations, the geometry of the observed bonded region between CFRP and concrete has been defined to be equal and are 2800 mm<sup>2</sup> totally for both sides and the anchorage bonded regions are 3600 mm<sup>2</sup>. In this study, for NSM configuration, three types of adhesive have been used to bond CFRP on to concrete blocks: two epoxies and one cementitious adhesive. The first epoxy (epoxy 1) is a two-component product which service temperature is introduced up to 350°C for short term applications and 320°C for long term applications. According to supplier's data, the tensile strength and lap shear strength are respectively 81.4 MPa and 76.5 MPa (at 20°C). The resin's hardness is classified as shore D95 as ASTM D2240. This adhesive is also used for EBR configuration. The second epoxy (epoxy 2) is a two-component product which is common used with concrete bonding. The shear, tensile and compressive strengths of this epoxy at 20°C are 15 MPa, 29.5 MPa and 83 MPa, respectively. The cementitious adhesive is prepared by mixing cement class of 32.5 with adjuvant to increase workability in concrete slots.

### 2.1.3. Summary of tests

In this research, the CFRP will be tested following three test processes, a residual test (RR) and two thermo-mechanical tests which are thermo-mechanical test 1: static thermal test (TM1) and thermo-mechanical test 2: static mechanic test (TM2). In RR tests, specimens are preheated to the same target temperature levels ( $T_r$ ) and with the same exposure duration ( $T_w$ ). They are then naturally cooled in the furnace until stable at ambient temperature. The quasi-static and monotonous mechanical load is then applied to these cooled specimens to failure ( $F_r$ ). In TM1 test, the temperature rises to desired one ( $T_r$ ). Once the furnace temperature reaches the target value, it is then kept constant for one desired exposure duration ( $T_w$ ). The force, applied to the specimen, increases monotonically until the maximum one that the specimen can be resisted ( $F_r$ ). Finally, in TM2 test, the specimen is firstly loaded with a force called working force ( $F_w$ ) in the first phase. In the second phase, during while the  $F_w$  is maintained, the temperature surrounding the specimen increases with the ramp rate at 30°C/minute from ambient temperature until rupture of the specimen. The temperature, at which specimen is broken, is identified as rupture temperature ( $T_r$ ) corresponding to the load level  $F_c$ . In RR and TM1 condition, direct tensile tests have been carried on CFRP specimens, at different target temperature levels (range from 20°C to 700°C with CFRP and 20°C -300°C with CFRP reinforced concrete specimens) and with a thermal exposure duration ( $T_w=1$  hour with CFRP and 0 minute with CFRP reinforced concrete specimens). **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** and **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** in the following summary the tests have been conducted in this studied.

**Table 1:** Summary of tested series on CFRP materials

Material	Testing condition			
	20°C	RR	TM1	TM2
P-CFRP	X	(T=200°C, 400°C, 500°C, 600°C)	(T=200°C, 400°C, 500°C, 600°C, 700°C)	(Stress ratio =10%, 25%, 50%, 60%, 75%)
M-CFRP	X	(T=200°C, 400°C, 600°C)	(T=200°C, 400°C, 600°C)	(Stress ratio =10%, 25%, 50%, 60%, 75%)

**Table 2:** Summary of tested series on CFRP reinforced concrete specimens

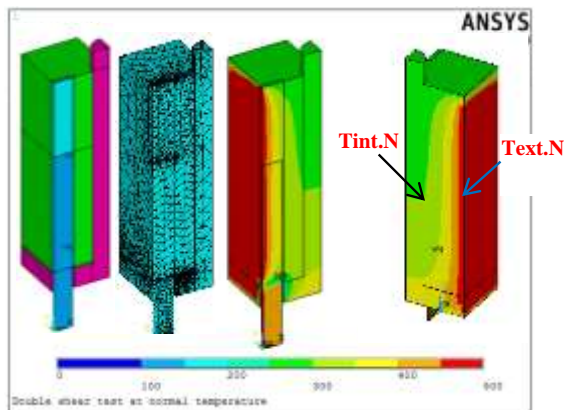
Series	Method		Adhesive**			Test program			
	E	N	E1	E2	C	20° C	RR	TM 1	TM 2
1		X	X			X			
2		X	X				X		
3		X	X					X	
4	X		X						X
5		X	X						X
6		X		X					X
7		X			X				X

(\*): E: EBR, N: NSM; (\*\*): E1: Epoxy 1, E2: Epoxy 2, C: cementitious

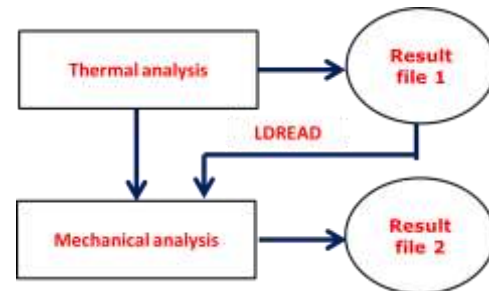
## 2.2. Numerical study

In this numerical study, the NSM configuration of CFRP reinforced concrete specimens is modeled with the mechanical and thermal conditions that are in accordance to the TM2 condition. The purpose is to replicate the condition that is close to fire in term of loading order: mechanical load first and then thermal load. It is expected that the numerical model can be developed for fire studied cases. Due to the symmetry of loading, boundary condition, material and temperature loading, a fourth model was generated and analyzed using the finite element code ANSYS APDL (Figure 3). Building a fourth model can simplify the computation process by reducing elements while maintain the reliability of analysis with time efficiency. In order to simulate the combined effect of

temperature and mechanical loadings on CFRP reinforced concrete specimen, the sequential couple-field analysis has been employed (Figure 4). All the thermal boundary condition is first applied on model and then the heat conduction problem has been analyzed to result the temperature distribution among the 3D model. In the second phase, the temperature distribution is then used as load, together with mechanical load applied at different time-step, to determine the deformation and displacement of model at each time-step. The collective results at each time-step are then synthesized and thus reflect the response of specimen according to time of heating. During the analysis, the element type chosen for the transient thermal analysis are thermal element SOLID70 for heating phase (3D 8-nodes thermal solid) and SOLID45 for mechanical loading phase (3D 8-nodes Structural solid). To obtain numerical prediction result, the evolutions of thermal properties and mechanical properties of CFRP, concrete, adhesive and also steel material have been adopted from literature [ARR 16] [BIS 03] [FIR 15b] [HAW 09]. During the heating phase, the temperature increase surrounding specimen has been modeled as the temperature evolution in the experimental test.



**Figure 3.** Observed part of a fourth symmetry model with meshed elements (in FE model)



**Figure 4.** Sequential couple field analysis

### 3. Experimental results

There are 53 tests on P-CFRP, 33 tests on M-CFRP and 42 tests on CFRP reinforced concrete specimen that had been conducted following three test programs. The experimental results have been synthesized in the following.

#### 3.1. CFRP material.

Figures 5 and 6 synthesized the experimental results obtained from CFRP. As can be seen from experimental results with CFRP material, the evolution of the ultimate tensile stress and the Young's modulus of two types of CFRP (P-CFRP and M-CFRP) as a function of the temperature between 20°C to 700°C has been experimentally identified. Some findings of this study are mentioned in the followings. Figure 5 shows that the performance of the CFRP material is generally reduced as temperature increases. The thermo-mechanical and residual ultimate strengths of P-CFRP gradually decrease from 20°C to 700°C, while its Young's modulus varies less than 10% from 20°C to 400°C and then significantly decreases at 600°C. The thermo-mechanical and residual ultimate strengths of P-CFRP decrease by 50% at approximately 300°C and 500°C. The thermo-mechanical and residual Young's modulus of P-CFRP decreases by 50% at approximately 540°C in the thermo-mechanical procedure and at 570°C in the residual procedure. The evolution curves of the thermo-mechanical properties (both ultimate strength and Young's modulus) of P-CFRP are lower than the curves of residual properties for temperatures varying from 20°C to 600°C. The differences are minor from 20°C to 400°C but become remarkable from 500°C to 600°C. Similarly, the performances of M-CFRP material generally decrease when the material is exposed to increasing temperatures. The thermo-mechanical and residual strength gradually decreases when the temperature increases from 20°C to 700°C. It loses 50% of its strength at 400°C in thermo-mechanical condition and 45% in residual condition. Meanwhile, Young's modulus varies little in temperature, ranging from 20°C to 400°C and only decreases 30% at 600°C in thermo-mechanical condition but up to 72% with residual condition. The correlation between thermal and mechanical loads has been experimentally confirmed (Figure 6). The evolution of the failure temperature and exposure duration of a CFRP in the function of mechanical loading (in terms of the stress ratio from 0.1 to 0.75) has been investigated. For both P-CFRP and M-CFRP, when the stress ratio increases from 0.1 to 0.5 (P-CFRP) and 0.6 (M-CFRP), the failure temperature and exposure duration gradually reduces and then significantly scales down when the stress ratio exceeds these values. This result contributes to



the confirmation of the combined effect of thermal and mechanical impacts on the performance of CFRP at the same time. The experimental result of P-CFRP at 400°C in two thermo-mechanical conditions confirm that thermo-mechanical ultimate strength and Young's modulus of P-CFRP experience little change with thermal exposure durations between 10 minutes and 90 minutes; In addition, the heating rate of exterior condition has small influence on the thermal resistance of P-CFRP at the stress ratio 0.25. The failure mode of CFRP depends on both the exposure temperature and applied mechanical load. As the temperature increases or the mechanical load decreases, the failure of CFRP changes from fragility to a more softened shape. In a practical application of CFRP, the evolution of the failure temperature as a variation of mechanical load can be inferred from the evolution of strength as an increasing temperature and vice versa. In other words, the order of loading among the thermal and mechanical effects on CFRP has little influence on the obtained result. At temperatures higher than the degradation temperature of the CFRP polymer matrix, the CFRP material starts releasing smoke, which is toxic and can disturb the measurement of the material axial strain by the laser sensor. This process can last up to 30 minutes depending on the material composition. The adjusted prediction models [BIS 03] [GIB 05] with the calibrated coefficients can predict the properties of P-CFRP under thermo-mechanical and residual conditions. In addition, a three-degree polynomial analytical model (formula [1]) has been proposed to apply with CFRP (both P-CFRP and M-CFRP) in thermo-mechanical working conditions regarding ultimate strength (Figure 6). The proposed model better fits with two studied CFRPs and other types of CFRP that were reported with thermo-mechanical testing condition. From the authors' perspectives, proposed model is essentially applicable in the numerical modelling of behaviour of CFRP, in which an elevated temperature and mechanical load are simultaneously applied.

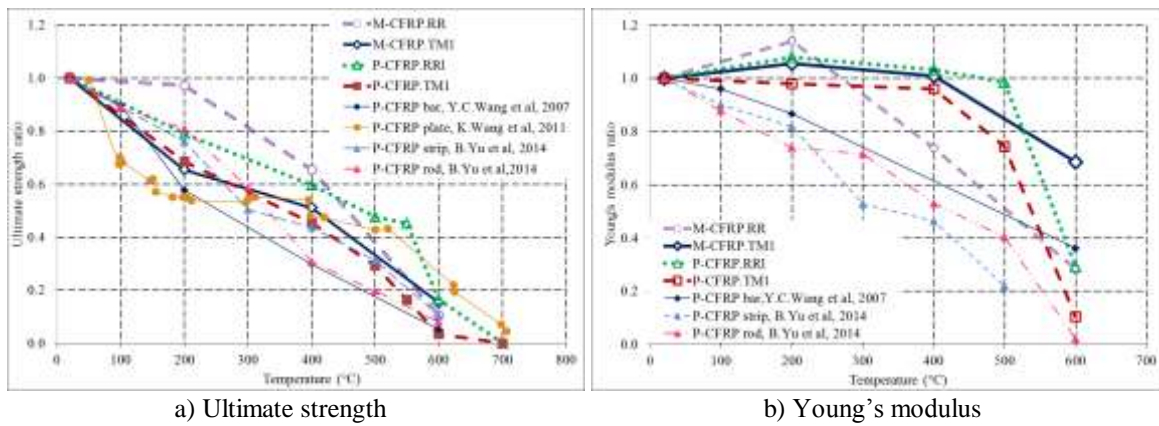


Figure 5. Comparison of results of CFRP in the tested conditions with the previous results.

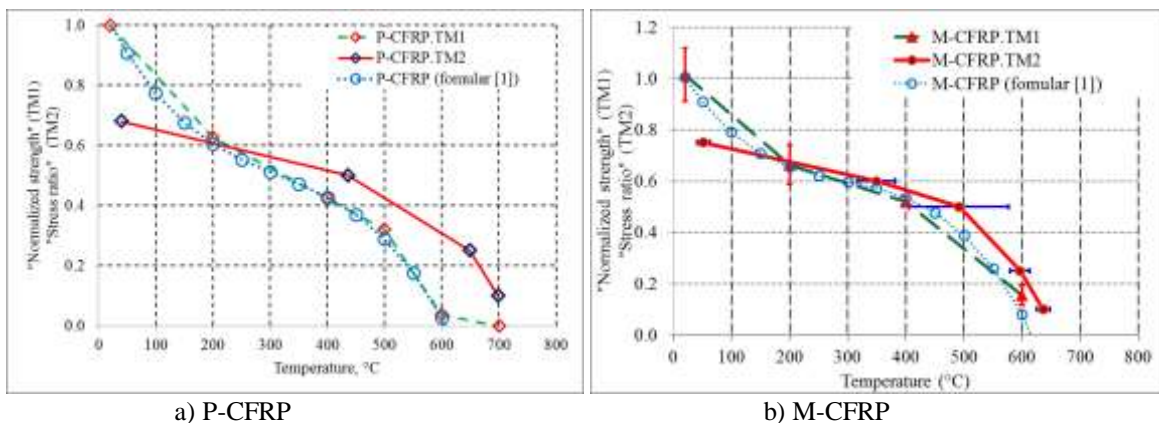


Figure 6. Correlation between the stress ratio and failure temperature of P-CFRP (a) and M-CFRP (b).

$$\frac{\sigma_{u,T}}{\sigma_{u,20^{\circ}C}} = K_0 - K_1 \left( \frac{T - T_m}{T_{\max,10\%}} \right)^3 - K_2 \left( \frac{T - T_m}{T_{\max,10\%}} \right) \quad [1]$$

In which:  $T_m$  is the mechanical glass transition temperature;  $T_{\max,10\%}$  is the failure temperature at 10% of the stress ratio;  $K_0$  is the coefficient (ranging between 0.4-0.6);  $K_1$  and  $K_2$  are calibrated coefficients

### 3.1. CFRP reinforced concrete structure.



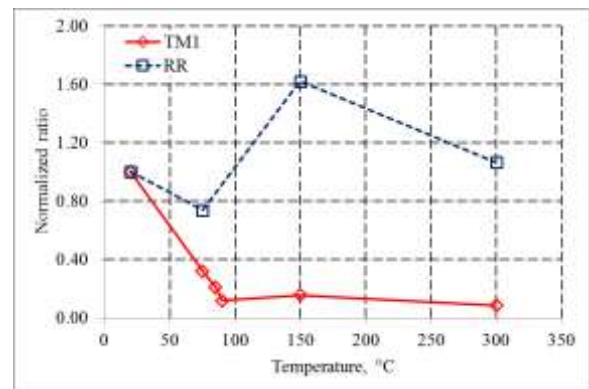
Table 3 summarizes the experimental results of CFRP reinforced concrete specimens obtained in RR and TM1 testing conditions. Figure 7 displays the evolution of residual and thermo-mechanical failure load of CFRP reinforced specimen at different temperatures. According to these results, as temperature increases from 20°C to 300°C, the thermo-mechanical performance of the specimen reduces while its residual performance increases in general (Figure 7). The thermo-mechanical ultimate load quickly reduces 85% when temperature increase from 20°C to 90°C; beyond this temperature, the thermo-mechanical ultimate load then slightly varies until temperature reaches 300°C. The residual mechanical ultimate load reduces 68% as temperature increases from 20°C to 75°C. At 150°C, the residual ultimate load significantly increases to reach 1.62 times to ultimate load at 20°C. And at 300°C, the residual ultimate load is greater than that at 20°C about 7%. Table 4 summarizes the experimental result of CFRP reinforced concrete specimens obtained in TM2 condition and Figure 8 displays the thermal performance at different nominal adhesive shear stress (NAS):

$$\tau = \frac{F_w}{S} \quad [ 2 ]$$

In which:  $F_w$  is applied tensile force and S is the contact region between CFRP and bottom concrete block and bonded CFRP plates via adhesive

**Table 3:** Summary of mechanical performance at different tested temperature conditions

Temperature °C	Failure load (N)			
	RR		TM1	
	N	Normalized ratio	N	Ratio
20	17829	1.00	17829	1.00
75	13161	0.74	5722	0.32
85	-	-	3769	0.21
90	-	-	2120	0.12
150	28878	1.62	2787	0.16
300	18997	1.07	1519	0.09

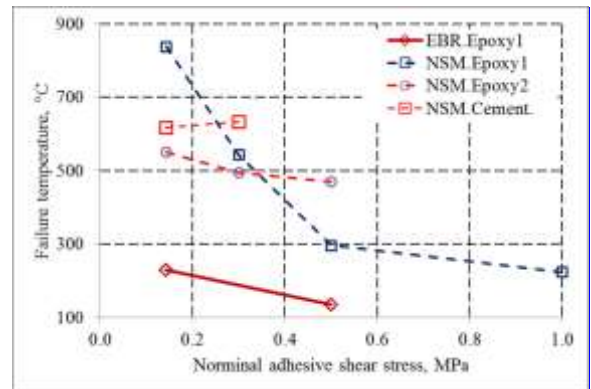


**Figure 7.** Evolution of failure load at different temperature conditions

**Table 4:** Summary of failure temperature at different configurations and mechanical loads (TM2 condition)

Mechanical		Failure temperature, °C				
		Series	4	5	6	7
Load	NAS***	Method*	E	N	N	N
N	MPa	Adhesive**	E1	E1	E2	C
400	0.143	-	230	838	550	617
840	0.3	-	-	544	495	633
1400	0.5	-	135	296	470	-
2800	1.0	-	-	224	-	-

(\*): E: EBR, N: NSM; (\*\*): E1: Epoxy 1, E2: Epoxy 2, C: cement-based adhesive; (\*\*\*) NAS: nominal adhesive shear stress.



**Figure 8.** Evolution of thermal resistance at different nominal adhesive shear stress (NAS)

As can be seen from Figure 8, as the nominal adhesive shear stress (NAS) increases, the thermal resistance of CFRP reinforced concrete specimen generally reduces. It is shown that at NAS 0.143 MPa, the thermal resistance of series 2 is very high at 838°C while those with series 1, 3, 4 are 230°C, 550°C and 617°C respectively. As NAS increase from 0.143MPa to 0.5MPa, the thermal resistances of series 1, 3, 4 slightly reduce while series 2 experiences significant reduction in thermal resistance. For NAS from 0.5 MPa to 1 MPa, the thermal resistance of series 2 reduces more gradually. It is also shown that the thermal performance of NSM configuration is much

higher than that of EBR configuration. With the used epoxy 1 and at NAS of 0.143 MPa, NSM configuration is 4 time higher than EBR configuration in terms of failure temperature. At NAS 0.5 MPa, the failure temperature of NSM configuration is 2.21 times higher than that of EBR configuration. Figure 8 also indicates that the thermal performance of CFRP reinforced concrete specimen is influenced by the used adhesive. It is indicated that, regarding bond efficiency of NSM configuration, epoxy 1 shows better thermal performance than epoxy 2 and cement adhesive at NAS of 0.143 MPa. However, at NAS of 0.3 MPa, cementitious adhesive is slightly greater than epoxy 2 and then epoxy 1. When NAS is increased to 0.5 MPa, the thermal performance of specimen bonded with epoxy 1 is lower than that of specimen bonded with the epoxy 2.

#### 4. Numerical results

To examine the validity and predictability of the model, the FE and experimental results were compared. Figure 9 shows the force-total displacement of numerical (numeric curve) and two experimental curves (20C-01 and 20C-2). The prediction result is well consistent with experimental results. In the other hand, Figure 10 show the evolution of exterior temperature (T.ext) and interior temperature (T.int) in both numerical case (-.N) and experiment (-.E). The result shows that as the exterior temperature is modeled in accordance to experimental condition, the interior temperature responses are as obtained in the experiment. This shows that the heat conduction problem which has been well modeled.

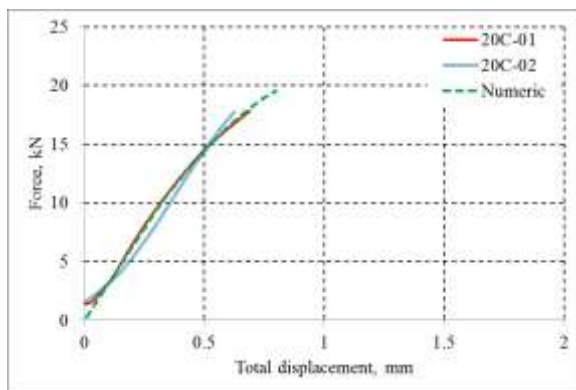


Figure 9. Force-total displacement at 20°C

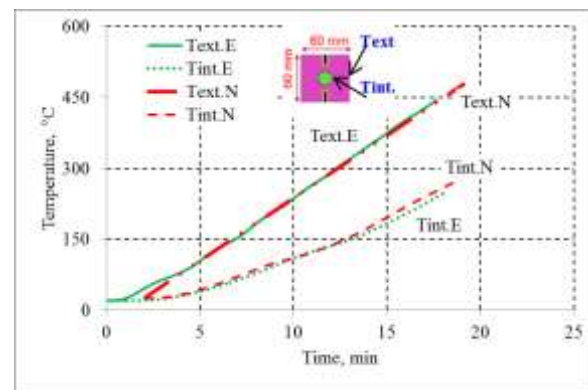


Figure 10. Temperature vs. time at exterior and interior points

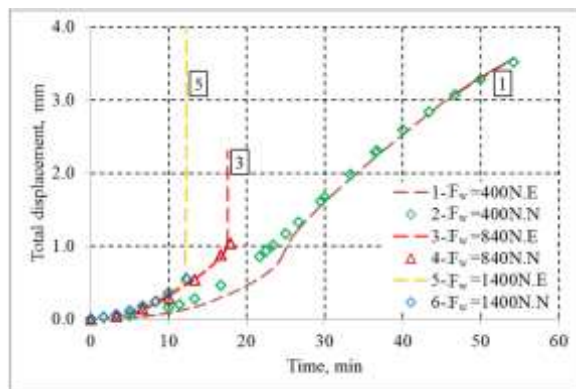


Figure 1. Total displacement-time curves at different mechanical load cases (TM2 condition)

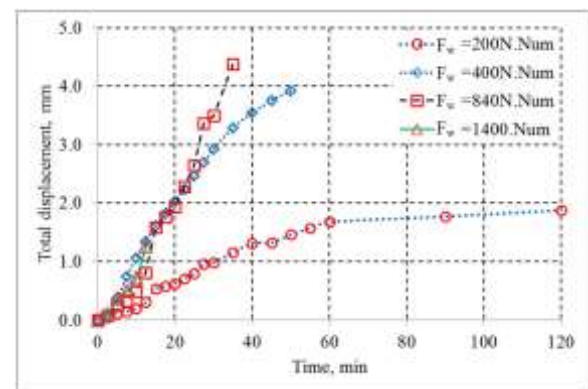


Figure 2. Prediction of total displacement-time curves at different mechanical load cases (fire condition, ISO-834)

Figure 11 presents numerical and experimental curves on total displacement vs. time at three different mechanical load cases. The temperature increase in each case was modeled as actual temperature increase obtained in each experiment. The numerical prediction results are well confirmed by experimental results in each mechanical case. Figure 12 show the extended response of the numerical model under 4 mechanical load cases by applying the heating curve in accordance to ISO 834 curve of standard fire. According to Figure 12, at mechanical load  $F_w = 200\text{N}$ , the NSM configured model, with epoxy 1 adhesive, can resist more than 90 minutes (not shown in figure) while with  $F_w = 400\text{N}$ , the model can resist up to 50 minutes. Accordingly, at  $F_w = 840\text{N}$ , the model can resist up to 35 minutes and at  $F_w = 1400\text{N}$ , the model can resist up to 12.5 minutes.

## 5. Conclusion

From an application standpoint, we would like to impress that in the fire engineering domain, there is little guideline for designing, evaluating the fire performance of general structures (beams, slabs, columns) due to insufficient material data and calculation method. Even in research, the status of structure in a real fire is too complex and thus difficult to thoroughly understand. Among the factors that influence to the structure during fire, mechanical and thermal factors are mainly and simultaneously accounted for the structure failure, so they are the objects of this research. The study has successfully experimentally characterized the performance of CFRP and small concrete structure reinforced by CFRP under three combined temperature and mechanical load conditions. With P-CFRP and M-CFRP materials, the evolution of mechanical properties at different temperature as well as the evolution of thermal resistance at different mechanical load have been identified. Two analytical models have been successfully calibrated with P-CFRP material and an additional model has been proposed and its properness has been validated by two studied materials. The used materials in this research are laminate pultruded CFRP (which is usually used to externally reinforce structures) and M-CFRP (which is usually used to strengthening structure in shear, flexural and confined performance). Therefore, the experimental data can be exploited in structure profiles such as concrete structures (beams, slabs,...), steel (beam,..) reinforced with CFRP. With data from three testing conditions, the case study could be evaluating the performance of structure during-fire with combined impacts of mechanical and thermal effects or post- fire condition. In this study, the performance of CFRP reinforced concrete specimen at thermo-mechanical condition is much lower than the residual one. The mechanical load has compelling impact on thermal resistance of CFRP reinforced concrete specimen. In addition, the NSM reinforcement method shows better thermal performance than EBR reinforcement method under the same mechanical load. Lastly, the use of adhesive has significant influence to thermal performance of CFRP reinforced concrete specimen regarding the same NSM reinforcement method. The numerical model has successfully applied the experimental result on CFRP material in predicting the response of CFRP reinforced concrete specimen under simultaneously combined temperature and mechanical condition. The numerical results show consistence to experimental result in several conditions in both heat transfer problem and also in mechanical response. The extend result is potential to predict the performances of mechanically loaded structures under fire condition.

## 6. Acknowledgement

This research has been conducted with the financial support of the LMC2 (thanks to its industrial projects) for the experimental works and the financial support of a doctoral scholarship for the first author from the Ministry of Education and Training of Vietnam. We would like to thank technician team (Mr. E. JANIN and Mr. N. COTTET) from the C.E. dep. of the IUT Lyon 1 and the LMC2, University Lyon 1 for their technical support.

## 7. Bibliography

- [ADE 14] Adelzadeh, M., Hajiloo, H., Green, M.F., 2014. Numerical Study of FRP Reinforced Concrete Slabs at Elevated Temperature. *Polymers* 6, 408–422.
- [AL-A 17] Al-Abdwais, A., Al-Mahaidi, R., Al-Tamimi, A., 2017. Performance of NSM CFRP strengthened concrete using modified cement-based adhesive at elevated temperature. *Constr. Build. Mater.* 132, 296–302.
- [ARR 16] Arruda, M.R.T., Firmo, J.P., Correia, J.R., Tiago, C., 2016. Numerical modelling of the bond between concrete and CFRP laminates at elevated temperatures. *Eng. Struct.* 110, 233–243.
- [BAS 76] Bascom, W.D., Cottington, R.L., 1976. Effect of Temperature on the Adhesive Fracture Behavior of an Elastomer-Epoxy Resin. *J. Adhes.* 7, 333–346.
- [BIS 03] Bisby, L.A., 2003. Fire behaviour of FRP reinforced or confined concrete. Queen's University.
- [BIS 05] Bisby, L.A., Green, M.F., Kodur, V.K.R., 2005. Response to fire of concrete structures that incorporate FRP. *Prog. Struct. Eng. Mater.* 7, 136–149.
- [CAM 07] Camli, U.S., Binici, B., 2007. Strength of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry. *Constr. Build. Mater.* 21, 1431–1446.
- [CHE 05] Chen, J.F., Teng, J.G., 2005. Proceedings of International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005). International Institute for FRP in Construction.
- [DAI 13] Dai, J.-G., Gao, W.Y., Teng, J.G., 2013. Bond-Slip Model for FRP Laminates Externally Bonded to Concrete at Elevated Temperature. *J. Compos. Constr.* 17, 217–228.

- [FEI 12] Feih, S., Mouritz, A.P., 2012. Tensile properties of carbon fibres and carbon fibre-polymer composites in fire. *Compos. Part A : Appl. Sci. Manuf.*, Office of Naval Research (ONR): Composites in Fire 43, 765–772.
- [FER 10] Ferrier, E., Quiertant, M., Benzarti, K., Hamelin, P., 2010. Influence of the properties of externally bonded CFRP on the shear behavior of concrete/composite adhesive joints. *Compos. Part B Eng.* 41, 354–362.
- [FIR 14] Firmo, J.P., Arruda, M.R.T., Correia, J.R., 2014. Contribution to the understanding of the mechanical behaviour of CFRP-strengthened RC beams subjected to fire: Experimental and numerical assessment. *Compos. Part B Eng.* 66, 15–24.
- [FIR 15a] Firmo, J.P., Correia, J.R., Bisby, L.A., 2015. Fire behaviour of FRP-strengthened reinforced concrete structural elements: A state-of-the-art review. *Compos. Part B Eng.* 80, 198–216.
- [FIR 15b] Firmo, J.P., Correia, J.R., Pitta, D., Tiago, C., Arruda, M.R.T., 2015. Experimental characterization of the bond between externally bonded reinforcement (EBR) CFRP strips and concrete at elevated temperatures. *Cem. Concr. Compos.* 60, 44–54.
- [FOR 08] Foster, S.K., Bisby, L.A., 2008. Fire survivability of externally bonded FRP strengthening systems. *J. Compos. Constr.* 12, 553–561.
- [GAO 12] Gao, W.Y., Teng, J.G., Dai, J.-G., 2012. Effect of temperature variation on the full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints. *J. Compos. Constr.* 16, 671–683.
- [GIB 05] Gibson, A.G., 2005. Laminate theory analysis of composites under load in fire. *J. Compos. Mater.* 40, 639–658.
- [HAW 09] Hawileh, R.A., Naser, M., Zaidan, W., Rasheed, H.A., 2009. Modeling of insulated CFRP-strengthened reinforced concrete T-beam exposed to fire. *Eng. Struct.* 31, 3072–3079.
- [HOS 14] Hosseini, A., Mostofinejad, D., 2014. Effective bond length of FRP-to-concrete adhesively-bonded joints: Experimental evaluation of existing models. *Int. J. Adhes. Adhes.* 48, 150–158.
- [JAD 17a] Jadooe, A., Al-Mahaidi, R., Abdouka, K., 2017a. Modelling of NSM CFRP strips embedded in concrete after exposure to elevated temperature using epoxy adhesives. *Constr. Build. Mater.* 148, 155–166.
- [JAD 17b] Jadooe, A., Al-Mahaidi, R., Abdouka, K., 2017b. Experimental and numerical study of strengthening of heat-damaged RC beams using NSM CFRP strips. *Constr. Build. Mater.* 154, 899–913.
- [JAD 17c] Jadooe Awad, Al-Mahaidi Riadh, Abdouka Kamiran, 2017. Bond Behavior between NSM CFRP Strips and Concrete Exposed to Elevated Temperature Using Cement-Based and Epoxy Adhesives. *J. Compos. Constr.* 21 Issue 5.
- [KOT 12] Kotynia, R., 2012. Bond between FRP and concrete in reinforced concrete beams strengthened with near surface mounted and externally bonded reinforcement. *Constr. Build. Mater.* 32, 41–54.
- [KOT 08] Kotynia, R., Abdel Baky, H., Neale, K.W., Ebead, U.A., 2008. Flexural strengthening of RC beams with externally bonded CFRP systems: test results and 3D nonlinear FE analysis. *J. Compos. Constr.* 12, 190–201.
- [MAZ 08] Mazzotti, C., Savoia, M., Ferracuti, B., 2008. An experimental study on delamination of FRP plates bonded to concrete. *Constr. Build. Mater.* 22, 1409–1421.
- [MOU 12] Moussa, O., Vassilopoulos, A.P., de Castro, J., Keller, T., 2012. Time-temperature dependence of thermomechanical recovery of cold-curing structural adhesives. *Int. J. Adhes. Adhes.* 35, 94–101.
- [NGU 18a] NGUYEN P.L., VU X.H., FERRIER E., Characterization of pultruded carbon fibre reinforced polymer (P-CFRP) under two elevated temperature-mechanical load cases: Residual and thermo-mechanical regimes. *Constr. Build. Mater.* 165, 395–412.
- [NGU 18b] NGUYEN P.L., VU X.H., FERRIER E., (2018). Elevated temperature behaviour of carbon fibre-reinforced polymer applied by hand lay-up (M-CFRP) under simultaneous thermal and mechanical loadings: experimental and analytical investigation. Submitted to *Fire Safety Journal* the 7<sup>th</sup> January 2018 (current status: under revision).
- [NGU 17a] NGUYEN P.L., VU X.H., FERRIER E., 2017. Experimental study on the thermo-mechanical behavior of H-CFRP simultaneously subjected to elevated temperature and mechanical loading, CIGOS2017, HCMC, Vietnam, pp. 484–496.
- [NGU 17b] NGUYEN P.L., VU X.H., FERRIER E., (2017). Behaviour of CFRP, with and without fire protection material, under combined elevated temperature and mechanical loading condition. SMAR 2017, Zurich, Switzerland, p. ID109.

- [NGU 16] NGUYEN P.L., VU X.H., FERRIER E., 2016. An experimental study on the thermomechanical and residual behaviour of the p-cfrp subjected to high temperature loading. CICE 2016, Hong Kong, China, pp. 797–803.
- [RED 06] Reddy, D.V., Sobhan, K., Young, J., 2006. Effect of fire on structural elements retrofitted by carbon fiber reinforced polymer composites. 31st Our World Concr. Struct. 16–17.
- [SHE 09] Shenghu Cao, Zhis WU, Xin Wang, 2009. Tensile Properties of CFRP and Hybrid FRP Composites at Elevated Temperatures. J. Compos. Mater. 43, 315–330.
- [TUR 17] Turkowski, P., Łukomski, M., Sulik, P., Roszkowski, P., 2017. Fire Resistance of CFRP-strengthened Reinforced Concrete Beams under Various Load Levels. Procedia Eng. 172, 1176–1183.
- [WAN 11] Wang, K., Young, B., Smith, S.T., 2011. Mechanical properties of pultruded carbon fibre-reinforced polymer (CFRP) plates at elevated temperatures. Eng. Struct. 33, 2154–2161.
- [WAN 07] Wang, Y.C., Wong, P.M.H., Kodur, V., 2007. An experimental study of the mechanical properties of fibre reinforced polymer (FRP) and steel reinforcing bars at elevated temperatures. Compos. Struct. 80, 131–140.
- [YUB 14] Yu, B., Kodur, V., 2014. Effect of temperature on strength and stiffness properties of near-surface mounted FRP reinforcement. Compos. Part B Eng. 58, 510–517.
- [YUQ 10] YUQIAN, Z., 2010. Performance of FRP-strengthened beams subjected to elevated temperatures.

# Endommagement discret et continu : Application aux matériaux quasi-fragiles

Benjamin Hérisson

Université de Bretagne Sud, FRE CNRS 3744 IRDL, mail : [benjamin.herisson@univ-ubs.fr](mailto:benjamin.herisson@univ-ubs.fr)

---

*RÉSUMÉ. Nous avons pu développer des travaux concernant la mécanique de l'endommagement, dont les derniers avancements avaient participé à motiver l'établissement de cette thèse. Nous concentrons cette étude sur une chaîne axiale endommageable inhomogène soumise à un effort de traction uniforme jusqu'à la rupture. Cette chaîne est analysée à la fois en utilisant la Mécanique de l'Endommagement Discret (MED) et la Mécanique de l'Endommagement Continu (MEC). La méthode discrète se base sur un modèle microstructuré composé d'une succession de ressorts élasto-endommageables possédant une limite élastique variable en fonction de leurs positions dans la chaîne. Un modèle MEC non local est développé afin d'analyser le système fini endommageable par un milieu continu équivalent. Une procédure de continualisation est appliquée aux équations aux différences du problème discret, aboutissant à un modèle non local de propagation de l'endommagement. Les conditions aux bords du problème continualisé sont équivalentes à une loi cohésive appliquée à un maillon de taille finie. Les résultats analytiques et numériques montrent la forte proximité des approches discrètes et continues enrichies pour ce problème de barreau inhomogène, ainsi que l'aptitude du modèle d'endommagement non-local, à appréhender les phénomènes de localisation dans les milieux quasi-fragiles hétérogènes.*

*ABSTRACT. Recent progress in damage mechanics led to the establishment of this thesis. We will focus this paper on the failure of an inhomogeneous axial damage chain under uniform tension. The chain is studied both with discrete damage mechanics (DDM) and Continuum Damage Mechanics (CDM), the first being based on a microstructured model composed of multiples elastic-damage springs whose elastic yield threshold is variable and depend on the position along the chain. We aim to develop a non-local CDM model mathematically equivalent to the finite difference formulation of the DDM system. In order to do this, we rely upon a continualisation procedure applied to the finite difference formulation which gives us a non-local propagating damage model. The boundary conditions of the continualised problem are equivalent to a cohesive law applied to a finite length link. Analytical and numerical results show a strong proximity of the discrete and enriched continuous approaches for this heterogeneous bar problem, as well as the effectiveness of the non-local damage model to apprehend the localization phenomena in heterogeneous quasi-fragile fields.*

*Mots clés: gradient de résistance; problème discret; modèles continus non-locaux; effet d'échelle; matériau microstructuré; localisation*

*Key words: strength gradient; discrete problem; non local continuous models; scale effect; microstructured material; localisation*

---

## 1. Introduction

Dans cet article, le comportement statique d'un système discret endommageable soumis à une traction uniforme est étudié. Le système unidimensionnel est une chaîne axiale composée de ressorts endommageables de résistance non uniforme, qui interagissent localement avec leurs premiers voisins. Il s'agit du problème de réseau de Born-Kármán généralisé en prenant en compte des phénomènes inélastiques de nature endommageable. Cette chaîne endommageable dite microstructurée est d'abord étudiée à l'aide d'une approche discrète (Mécanique de l'endommagement discret MED) puis avec une approche continue équivalente (Mécanique de l'endommagement continu MEC). La loi constitutive élasto-endommageable est une loi avec radoucissement qui conduit à un problème d'évolution mal posé avec une infinité de solutions pour un barreau homogène soumis à de la traction simple. Afin de forcer le phénomène de localisation par un gradient de propriétés de matériau, nous introduisons une hétérogénéité de résistance sous la forme d'un seuil d'élasticité variant en fonction de la position dans la chaîne.

On observe pour ce système discret des effets d'échelles affectant à la fois la rigidité et la résistance dépendant de la taille de la microstructure. Ce type d'effet d'échelle en résistance a été étudié de manière exhaustive par Bažant [BAZ 05]. Le premier modèle phénoménologique d'endommagement non local fut développé dans les années 80 par Pijaudier-Cabot et Bažant [PIJ 87]. La justification micromécanique des modèles d'endommagement non locaux reste aujourd'hui un problème ouvert. Cet article vise à montrer que le caractère discret de la matière à petite échelle pourrait être à l'origine de cette non localité, dans un problème de localisation conditionné par un gradient de résistance.

Nous montrons que les équations du système discret endommageable sont équivalentes à une formulation en différences finies centrée d'un problème d'endommagement continu (CDM). Le cheminement présenté ici est proche de celui déjà publié [CHA 15] pour une chaîne endommageable en flexion et [PIC 16] pour une chaîne endommageable en traction) mais avec une hétérogénéité de résistance des maillons de la chaîne induisant un gradient de résistance au lieu du gradient de contraintes envisagé dans les études précédentes. Les modèles d'endommagement continus non locaux présentés ici sont principalement obtenus par le biais d'une méthode de continualisation appliquée aux équations aux différences non linéaires traduisant le comportement de la chaîne discrète. À l'exception de la loi gouvernant les phénomènes élasto-endommageables au bord modélisée via une loi cohésive de longueur finie (voir [BAZ 76], les phénomènes de propagation de la zone endommageable sont correctement décrits à partir d'une loi endommageable non locale. La condition aux limites « statique » qui en découle est comparée à une condition aux limites plus classique dite « cinématique » qui ne parvient pas à traduire le comportement du système discret sur toute la plage de chargement. Après avoir atteint la charge maximum, dans la branche de radoucissement, le système ne présente plus de propagation de l'endommagement. Le premier ressort, le plus endommagé, est le seul à voir son endommagement encore évoluer jusqu'à rupture.

La longueur caractéristique non locale du système est obtenue analytiquement par le biais de la méthode de continualisation et dépend uniquement de la taille de la microstructure : elle est donc indépendante du chargement. Les équations différentielles d'ordre supérieur obtenues par la méthode de continualisation sont converties en équations différentielles en variables duales, en utilisant l'approximant de Padé. Une solution analytique est ainsi obtenue sans recourir à des conditions aux limites d'ordre supérieur. Le modèle continu non local développé reproduit fidèlement la réponse du modèle discret même dans le cas d'une chaîne possédant un faible nombre de maillons.

## 2. Discrete Damage Mechanics

### Équation d'équilibre

Cette étude porte sur la réponse statique d'un système "lattice" élasto-endommageable unidimensionnel. Ce dernier est composé de  $n$  ressorts endommageables formant une chaîne discrète. La longueur initiale de chaque ressort est notée  $a$ , et la longueur totale initiale est  $L=na$ . Le chargement de la chaîne s'effectue au travers d'une unique force  $F$  appliquée sur le dernier nœud, ce qui mène à une répartition uniforme de l'effort normal dans la chaîne (voir Figure 1).



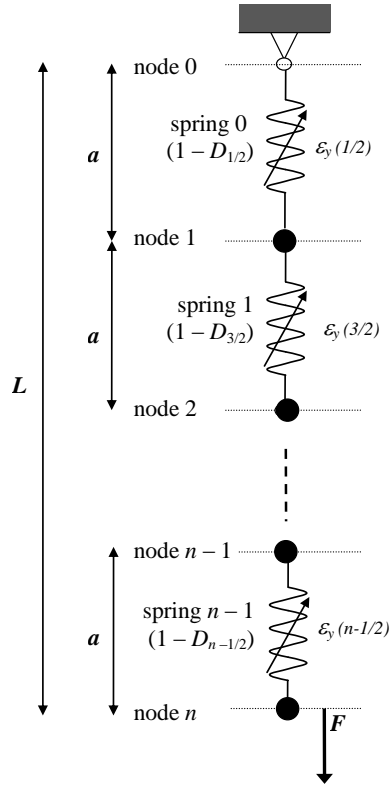


Figure 1 – Chaîne axiale élasto-endommageable sous traction uniforme

L'équation d'équilibre peut s'écrire :

$$N_i = F \quad (1)$$

**a. Comportement élasto-endommageable**

Chaque cellule se comporte comme un ressort élasto-endommageable :

$$N_i = F = k(1 - D_i)\Delta u_i \quad \text{avec} \quad \Delta u_i = u_{i+1/2} - u_{i-1/2} \quad (2)$$

Où  $k = ES/a$  est la rigidité initiale d'un ressort,  $D_i$  est la variable d'endommagement du ressort  $i$ , variant de 0 pour un ressort non endommagé à 1 pour un ressort brisé. La fonction de charge est définie par :

$$f(\Delta u_i, D_i) = \frac{\Delta u_i}{a\varepsilon_y(i)} - 1 - \alpha D_i \leq 0 \quad (3)$$

Où  $\varepsilon_y(i)$  est le seuil de limite élastique le long de la chaîne, qui détermine l'amorçage du phénomène d'endommagement. Le paramètre  $\alpha$  contrôle le comportement de la phase d'endommagement de chaque ressort. Pour  $\alpha \in [0; 1]$  on n'observe aucun écrouissage dans la phase d'endommagement, avec une réponse plus fragile lorsque  $\alpha$  tend vers 0. Pour  $\alpha > 1$ , un régime d'écrouissage précède le régime de radoucissement avant la rupture. La figure 2 montre les courbes d'effort-déplacement pour un chargement monotone et différentes valeurs du paramètre  $\alpha$ .

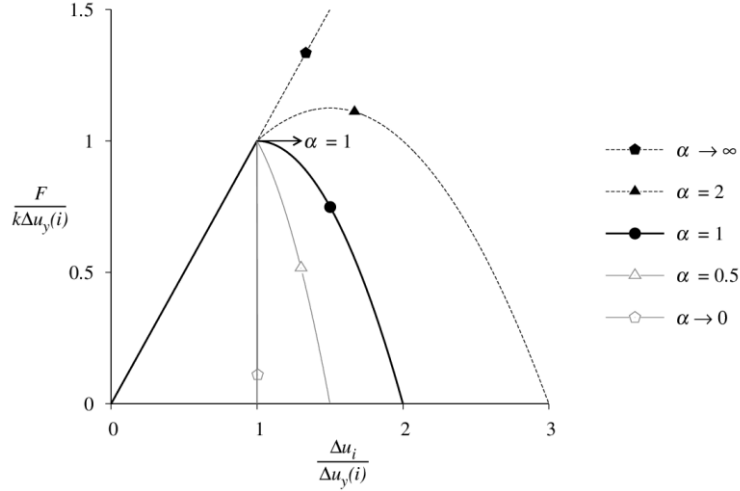


Figure 2 – Comportement du ressort endommageable  $\frac{F}{k\Delta u_y(i)} = f\left(\frac{\Delta u_i}{\Delta u_y(i)}\right)$ ; la phase d'endommagement commence au point  $(\Delta u_i, F) = (\Delta u_y(i), k\Delta u_y(i))$

Cette loi d'endommagement effort-déplacement s'exprime à partir d'une fonction de charge d'endommagement de type Marigo [MAR 81] pour un problème continu. Il s'agit aussi d'une généralisation de [PIC 16], avec une résistance inhomogène, pour un problème structural différent. Les conditions de chargement-déchargement (conditions de Kuhn-Tucker) sont définies par:

$$f(\Delta u_i, D_i) \leq 0, \quad \mathcal{D}_i \geq 0, \quad f(\Delta u_i, D_i) \mathcal{D}_i = 0 \quad (4)$$

Dans le cas d'un chargement monotone, le critère de charge d'endommagement  $f(\Delta u_i, D_i) = 0$  détermine l'évolution de l'endommagement. Cette contrainte de la fonction de charge mène à une égalité entre la variable d'endommagement et le déplacement relatif du maillon considéré :

$$\frac{u_{i+1/2} - u_{i-1/2}}{a} = \varepsilon_y(i) [1 + \alpha D_i] \quad (5)$$

En introduisant Eq. (2) dans Eq. (1), on identifie explicitement la valeur de l'endommagement dans le  $i^{\text{ème}}$  maillon:

$$(1 - D_i)(1 + \alpha D_i) = \frac{F}{EA\varepsilon_y(i)} \quad (6)$$

La déformation élastique  $\varepsilon_y(i)$  est choisie de manière variable le long de la chaîne, sous une forme de fonction homographique :

$$\varepsilon_y(i) = \begin{cases} \varepsilon_0 \frac{1}{1 - \gamma \frac{i}{n}} & \text{si } 1 - \gamma \frac{i}{n} > 0 \\ +\infty & \text{si } 1 - \gamma \frac{i}{n} \leq 0 \end{cases} \quad \text{avec } \gamma \in [0; +\infty] \quad (7)$$

Un tel choix de fonction implique que pour des valeurs de  $\gamma$  supérieure à 1, une partie de la chaîne aura un comportement purement élastique. En combinant Eq. (4) et Eq. (5) nous obtenons:

$$(1 - D_i)(1 + \alpha D_i) = \beta \left[ 1 - \gamma \frac{i}{n} \right] \quad \text{avec } \beta = \frac{F}{EA} \quad (8)$$

Une équation d'endommagement similaire a été obtenue par Challamel et al [CHA 15] ou Picandet et al [PIC 16] pour un réseau avec une résistance homogène, mais en présence d'un gradient de contrainte. L'équation polynomiale du second ordre portant sur l'endommagement fait apparaître deux solutions pour  $D_i$ :

$$D_i^\pm = \frac{\alpha-1}{2\alpha} m \sqrt{\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1-\gamma \frac{i}{n}\right)} \quad (9)$$

La plus petite solution est associée à la partie d'écroûissage du système (pour  $\alpha > 1$ ) et est notée  $D_i^+$ , l'autre,  $D_i^-$  correspond à la solution de radoucissement. Le terme racine dans cette équation permet de définir deux charges caractéristiques du problème, la charge correspondant au seuil élastique,  $\beta_y$ , et la charge maximale supportée par le système discret,  $\beta_{max}$ . Cette dernière est atteinte au cours de la transition entre le processus d'écroûissage et le processus de radoucissement dans le ressort le plus sollicité (à l'encastrement), i.e. pour  $D_{1/2}^+ = D_{1/2}^-$  :

$$\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1-\gamma \frac{1}{2n}\right) = 0 \Rightarrow \beta_{max} = \frac{2n}{2n-\gamma} \frac{(1+\alpha)^2}{4\alpha} \quad (10)$$

Il apparaît que la charge maximale dépend du paramètre d'échelle  $n$  qui conditionne la taille de la microstructure, ce qui signifie qu'un effet d'échelle en résistance sera présent dans la solution discrète. L'autre charge caractéristique, la charge seuil de limite élastique  $\beta_y$ , est obtenu lorsque l'endommagement du ressort le plus sollicité s'annule, i.e.  $D_{1/2}^+ = 0$ .

$$\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta_y}{\alpha} \left(1-\gamma \frac{1}{2n}\right) = \left(\frac{\alpha-1}{2\alpha}\right)^2 \Rightarrow \beta_y = \frac{2n}{2n-\gamma} \quad (11)$$

Pour ces deux charges caractéristiques, nous pouvons déterminer les  $p$  ressorts endommagés pour la plage de chargement  $\beta \in [\beta_y; \beta_{max}]$  et les  $n-p$  ressorts élastiques. Nous calculons la longueur continue d'endommagement, la longueur pour laquelle la chaîne s'endommage à l'échelle du continuum :

$$D_i^+ (ia^* = l_0^*) = 0 \Rightarrow l_0^* = 1 - \frac{\beta_y}{\beta} \quad (12)$$

Naturellement, dans le problème discret considéré, un nombre entier de ressorts est dans un état d'endommagement actif. Ce nombre est calculé à partir de la fonction non régulière de l'état de chargement :

$$p = \left\lfloor n \frac{\beta - \beta_y}{\beta} \right\rfloor + 1 \quad (13)$$

où  $\lfloor x \rfloor$  est la partie entière par défaut de  $x$ . L'équation en différence finie du premier ordre à résoudre pour les  $p$  ressorts endommagés est :

$$\frac{u_{i+1/2} - u_{i-1/2}}{a\varepsilon_0} = \frac{1 + \alpha D_i^+}{1 - \gamma \frac{i}{n}} \quad \text{avec} \quad D_i^+ = \frac{\alpha-1}{2\alpha} - \sqrt{\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1-\gamma \frac{i}{n}\right)} \quad (14)$$

Une méthode itérative peut être utilisée pour résoudre exactement cette équation différentielle du premier ordre en utilisant  $u_0 = 0$  comme condition aux limites. Lorsque le chargement atteint  $\beta = \beta_{max}$ , le régime de radoucissement s'applique au ressort le plus sollicité qui se caractérise par :

$$\frac{u_1}{a\varepsilon_y} = 1 + \alpha D_{1/2}^- \quad \text{avec} \quad D_{1/2}^- = \frac{\alpha-1}{2\alpha} + \sqrt{\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1-\frac{1}{2n}\right)} \quad (15)$$

Les  $p-1$  ressorts endommagés se déchargent de manière élastique avec la valeur d'endommagement atteinte à  $\beta_{max}$ , tandis que les  $n-p$  ressorts non endommagés se déchargent de manière élastique. Dans le domaine élastique, l'endommagement s'annule  $D_i = 0$ . Pour cette partie de la chaîne, il est possible d'avoir une solution exacte triviale du système élastique discret. Dans ce cas, Eq. (2) devient  $N_i = F = k\Delta u_i$ , ce qui, avec les paramètres adimensionnels précisés auparavant, nous permet d'obtenir la solution de cette équation linéaire en différence finie :

$$u_i^* = \beta \frac{i}{n} + A \quad (16)$$

La constante d'intégration  $A$  est déterminée en utilisant la continuité du déplacement à la jonction de la zone élastique et élasto-endommageable. Dans la plage de chargement  $\beta \in [0; \beta_y]$ , le comportement de la chaîne est purement élastique, nous utilisons alors la condition  $u_0 = 0$ . Ce qui donne  $A = 0$  pour ce cas précis.

Les Figure 3 et Figure 4 montrent les résultats issus de l'approche numérique itérative (exacte) des deux processus d'endommagement, en présentant le déplacement adimensionnel du dernier nœud de la chaîne par rapport au facteur de charge  $\beta$ . Plus précisément, la Figure 4 représente l'effet du paramètre  $\alpha$  sur le comportement de la chaîne pour un nombre fixe de ressorts ( $n = 4$ ) ; il est clair que  $\alpha$  influence fortement le processus d'écroutissement et la valeur de charge maximale. La Figure 5 adopte le point de vue opposé, avec un paramètre d'écroutissement fixe  $\alpha=4$  et différentes valeurs de  $n$ . Cette fois, nous pouvons voir que la taille de la microstructure influence fortement le comportement en radoucissement de la chaîne ainsi que la charge maximale, plus encore que dans de précédents travaux [HER 16].

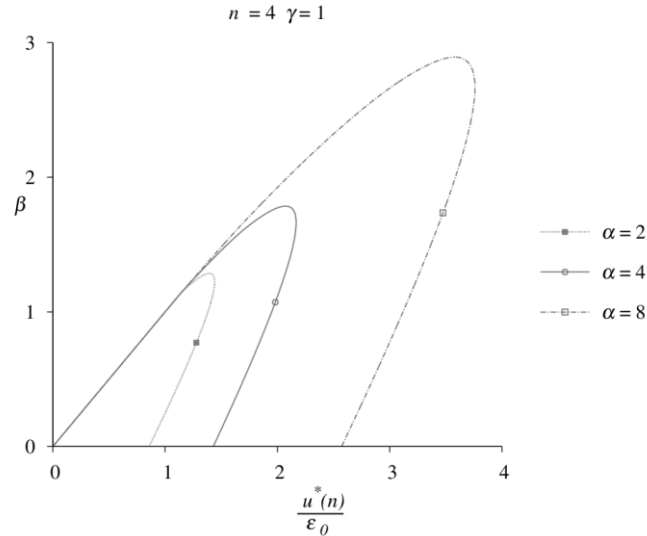


Figure 3 – Déplacement adimensionnel de l'extrémité de la chaîne en fonction du chargement, avec  $n = 4$  et différentes valeurs du paramètre  $\alpha$ .

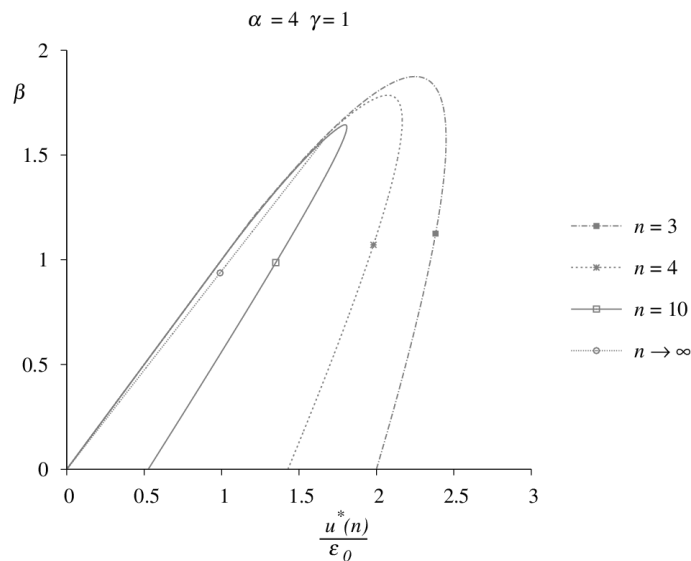


Figure 4 – déplacement adimensionnel de l'extrémité de la chaîne en fonction du chargement, avec  $\alpha = 4$  et différentes valeurs du paramètre  $n$ .

### 3. Continualisation

#### a. Méthodologie

Un modèle d'endommagement continu non local est développé à partir des équations discrètes d'endommagement à l'aide d'une procédure de continualisation, basée sur un développement asymptotique des opérateurs aux différences :

$$u(x+a) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{a^k \partial_x^k}{k!} u(x) = e^{a\partial_x} u(x) \quad (17)$$

Dans le cas de l'écroutissement, pour  $x^* \in [0; l_0^*]$ , en combinant Eq. (18) avec Eq. (14), nous obtenons :

$$\frac{u_{i+1/2} - u_{i-1/2}}{a} = \frac{2}{a} \sinh\left(\frac{a\partial_x}{2}\right) u = \partial_x \left(1 + \frac{a^2}{24} \partial_x^2 + o(a^4)\right) u \quad (18)$$

où  $\partial_x = \partial/\partial x$  est le différentiel spatial. Le modèle continué au gradient est alors obtenu par :

$$u' + \frac{a^2}{24} u''' = \varepsilon_0 \frac{1 + \alpha D(x^*)}{1 - \gamma x^*} \quad \text{avec} \quad x^* = \frac{x}{L} \quad (19)$$

Il est possible d'obtenir un développement rationalisé d'Eq. (20) en utilisant l'approximant de Padé :

$$\partial_x \left(1 + \frac{a^2}{24} \partial_x^2\right) = \frac{\partial_x}{1 - \frac{a^2}{24} \partial_x^2} + \dots \quad (20)$$

La longueur caractéristique au carré obtenu,  $a^2/24$ , est similaire à celle obtenue par Bažant [BAZ 84], dans son modèle unidimensionnel imbriqué.

### b. Modèles non locaux

A partir d'Eq. (20) et Eq. (21) nous pouvons exprimer la fonction de charge d'endommagement continué sous forme non locale :

$$u' = \varepsilon_0 \left[1 - \frac{a^2}{24} \partial_x^2\right] \left[\frac{1 + \alpha D(x^*)}{1 - \gamma x^*}\right] \quad \text{avec} \quad D^+(x^*) = \frac{\alpha - 1}{2\alpha} \sqrt{\left(\frac{1 + \alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha}(1 - \gamma x^*)} \quad (21)$$

Deux modèles non locaux seront utilisés pour obtenir une réponse globale continué non local. Le premier, un modèle non local de propagation d'endommagement est utilisé pour déterminer la solution de la branche d'écroutissage pour chaque ressort endommagé pour les nœuds intérieurs. Ce modèle est défini comme suit :

$$\begin{cases} \frac{N}{1-D} - \frac{a^2}{24} \left(\frac{N}{1-D}\right)'' = EA\varepsilon \\ f(\varepsilon, D) = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left[1 - \frac{a^2}{24} \partial_x^2\right] \left[\frac{1 + \alpha D}{1 - \gamma x^*}\right] \leq 0 \\ f(\varepsilon, D) \leq 0, \quad \mathcal{B} \geq 0, \quad f(\varepsilon, D) \mathcal{B} = 0 \end{cases} \quad (22)$$

Le second est nécessaire pour déterminer la solution du déplacement du premier nœud endommagé, dans les processus d'écroutissage ainsi que de radoucissement. Nous devons utiliser une loi cohésive de longueur finie qui s'exprime par :

$$\begin{cases} N = EA(1-D) \frac{[\Delta u]}{a} \\ f([\Delta u], D) = \frac{[\Delta u]}{a\varepsilon_y(a/2)} - 1 - \alpha D \leq 0 \\ f([\Delta u], D) \leq 0, \quad \mathcal{B} \geq 0, \quad f([\Delta u], D) \mathcal{B} = 0 \end{cases} \quad \text{avec} \quad \Delta u = u(x+a/2) - u(x-a/2) \quad (23)$$

La loi cohésive décrite en Eq. (25) est appliquée en condition aux limites extrémales, tandis que le modèle décrit en Eq. (24) s'appliquera au comportement du reste de la zone endommagée. L'utilisation de la loi cohésive peut être interprétée comme une nouvelle condition aux limites dite « statique » qui s'écrit sous la forme :

$$\frac{u\left(\frac{1}{n}\right)}{a\varepsilon_y} = \frac{1 + \alpha D^+\left(\frac{1}{2n}\right)}{1 - \frac{\gamma}{2n}} \quad \text{avec} \quad D^+\left(\frac{1}{2n}\right) = \frac{\alpha - 1}{2\alpha} \sqrt{\left(\frac{1 + \alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha}\left(1 - \frac{\gamma}{2n}\right)} \quad (24)$$

Eq. (23) est alors résolue en utilisant cette condition aux limites. À des fins de comparaison nous avons aussi résolu Eq. (23) en utilisant directement la condition aux limites cinématique,  $u(0)=0$ , et donc sans appliquer la loi cohésive.

### c. Comportement en radoucissement

Une fois la charge maximale atteinte,  $\beta \rightarrow \beta_{\max}$ , la longueur correspondant au premier ressort entre dans un processus de radoucissement. Nous avons alors une chaîne qui peut être découpée en trois parties, la première partie étant  $x^* \in [0; 1/n]$ , où la loi cohésive s'applique en radoucissement. La seconde partie représentant la zone précédemment endommagée qui subit une décharge élastique,  $x^* \in [1/n; l_{0\max}^*]$  avec  $l_{0\max}^* = 1 - \beta_y / \beta_{\max}$ . L'endommagement de cette partie de la chaîne reste à sa valeur maximale,  $D_{\max}$ , atteinte à  $\beta_{\max}$ . Et enfin, la partie non endommagée qui se décharge elle aussi élastiquement,  $x^* \in [l_{0\max}^*; 1]$ . La partie en décharge élastique préendommagée est décrite par l'équation différentielle suivante :

$$ESu' = \frac{N}{1 - D_{\max}} - \frac{a^2}{24} \left( \frac{N}{1 - D_{\max}} \right)^n \quad \text{avec} \quad D_{\max}^+ = \frac{\alpha - 1}{2\alpha} - \sqrt{\left( \frac{1 + \alpha}{2\alpha} \right)^2 - \frac{\beta_{\max}}{\alpha} (1 - \gamma x^*)} \quad (25)$$

Eq. (28) peut être réécrite sous la forme :

$$u'(x) = \beta \frac{1}{1 - D_{\max}^+} - \beta \frac{a^2}{24} \left( \frac{1}{1 - D_{\max}^+} \right)^n \quad (26)$$

Dans le régime radoucissant, il n'y a plus de propagation de l'endommagement. Seul le premier ressort subit encore un processus d'endommagement actif. Pour intégrer Eq. (23), nous utilisons de nouveau la loi cohésive qui est l'équivalent radoucissant d'Eq.(26) qui donne la condition aux limites suivante :

$$\frac{u\left(\frac{1}{n}\right)}{a\varepsilon_y} = \frac{1 + \alpha D^-\left(\frac{1}{2n}\right)}{1 - \frac{\gamma}{2n}} \quad \text{avec} \quad D^-\left(\frac{1}{2n}\right) = \frac{\alpha - 1}{2\alpha} + \sqrt{\left( \frac{1 + \alpha}{2\alpha} \right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left( 1 - \frac{\gamma}{2n} \right)} \quad (27)$$

### d. Condition de continuité à l'interface endommagée élastique

Pour la plage  $x \in [l_0; L]$ , nous avons un comportement élastique de la chaîne, pour obtenir le déplacement en bout de chaîne, la continuité du déplacement à l'interface  $u^-(l_0^*) = u^+(l_0^*)$  est utilisée. Combiné à l'équivalent continu d'Eq. (17), nous obtenons :

$$\frac{u^{+*}(x^*)}{\varepsilon_y} = \frac{u^{-*}(l_0^*)}{\varepsilon_y} + \beta(x^* - l_0^*) \quad (28)$$

Le déplacement de l'extrémité libre de la chaîne est obtenu par Eq. (31) avec  $x^* = 1$ . Dans la branche de radoucissement, Eq. (31) ne dépend plus de  $l_0^*$  mais de  $l_{0\max}^*$ . La Figure 5 montre que l'utilisation de la condition aux limites "statique" mène à une meilleure approximation du problème discret que l'utilisation du modèle de propagation de l'endommagement couplée à une condition « cinématique », qui ne permet pas d'atteindre la charge maximum. En effet ce dernier n'admet une solution que jusqu'à la charge limite du problème local. La condition « statique » permet d'atteindre la charge maximum sans perte significative de précision par rapport au système discret. La réponse continualisée non locale affichant une erreur de 0,05% au maximum par rapport à la réponse discrète, les deux courbes ne peuvent être distinguées à l'échelle de la figure. Le modèle local est aussi représenté en Figure 5, où l'on peut observer le paradoxe de Wood à la rupture (phénomène de longueur de dissipation nulle).

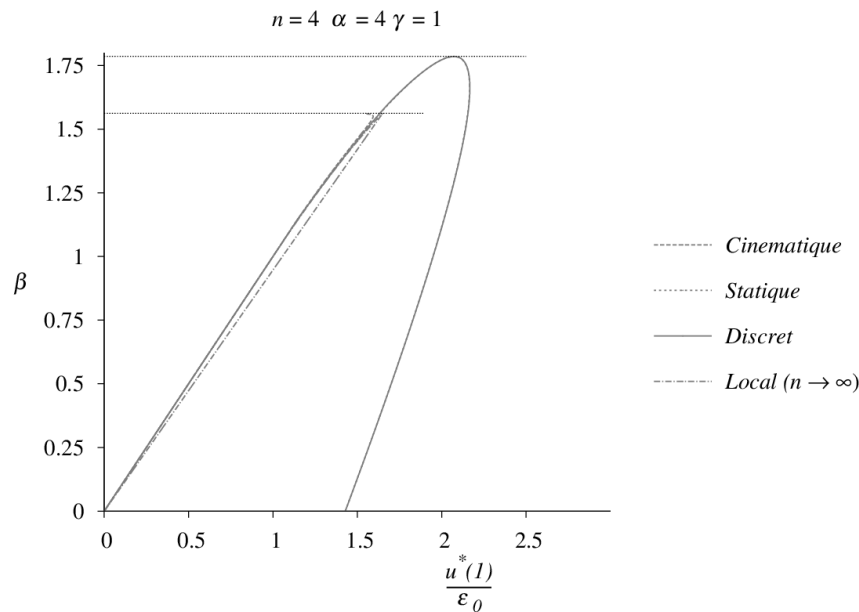


Figure 5 – Déplacement adimensionnel de l’extrémité de la chaîne en fonction du chargement, comparaison du modèle discret avec les modèles continualisés non locaux et le modèle continu local.

#### 4. Conclusion

Dans cet article, la localisation d’un barreau microstructuré élasto-endommageable avec résistance inhomogène a été étudiée. Le problème d’évolution jusqu’à la rupture est traité avec une approche d’endommagement discret et d’endommagement continu nonlocal. Du fait de la traction uniforme dans le système, la localisation est induite par une hétérogénéité de résistance des maillons de la chaîne. L’approximation non locale est construite à l’aide d’une procédure de continualisation dont la réponse macroscopique est très proche de celle du système discret. La longueur caractéristique de ce modèle est constante et indépendante du chargement, d’une valeur de  $\sqrt{a^2/24}$ .

En suivant cette méthodologie de continualisation, nous observons que la non-localité apparaît à la fois dans la fonction de charge et dans la loi constitutive. Cela débouche sur la formulation d’un modèle non local couplé, dont les bases reposent sur le caractère discret de la matière à petite échelle. L’échelle de la microstructure influence à la fois la réponse en écrouissage et en radoucissement, cette dernière étant beaucoup plus sensible. Cela confirme la nécessité d’une loi cohésive pour ce type de système quasi-fragile. Avec le gradient de résistance choisi, nous observons un effet d’échelle en résistance sur le système, effet plus marqué pour des tailles de microstructure plus significatives.

#### 5. Bibliographie

- [BAZ 05] Z.P. Bazant, *Scaling of Structural Strength*, Butterworth-Heinemann, 2005.
- [PIJ 87] G. Pijaudier-Cabot, Z. Bažant, Nonlocal Damage Theory, *Journal of Engineering Mechanics*. 113 (1987) 1512–1533.
- [CHA 15] N. Challamel, V. Picandet, G. Pijaudier-Cabot, From discrete to nonlocal continuum damage mechanics: Analysis of a lattice system in bending using a continualized approach, *International Journal of Damage Mechanics*. 24 (2015) 983–1012.
- [PIC 16] V. Picandet, B. Hérisson, N. Challamel, A. Perrot, On the failure of a discrete axial chain using a continualized nonlocal Continuum Damage Mechanics approach, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*. 40 (2016) 436–466. doi:10.1002/nag.2412.
- [BAZ 76] Z.P. Bazant, Instability, Ductility, and Size Effect in Strain-Softening Concrete, *Journal of the Engineering Mechanics Division*. 102 (1976) 331–344.
- [MAR 81] J.J. Marigo, Formulation d’une loi d’endommagement d’un matériau élastique, *CR Acad. Sci. Paris II*. 292 (1981) 1309–1312.
- [HER 16] B. Hérisson, V. Picandet, N. Challamel, A. Perrot, Scale effects in the static response of a one-dimensional quasi-brittle damage lattice, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 0 (2016) 1–16.
- [BAZ 84] Z.P. Bažant, Imbricate Continuum and its Variational Derivation, *Journal of Engineering Mechanics*. 110 (1984) 1693–1712.



The background is a solid blue color with a complex network of white lines and dots. The lines connect various points, creating a web-like structure that is denser on the left side and sparser on the right. The dots are of varying sizes and are scattered throughout the network.

# SESSION POSTERS

# A New Method for Evaluating (Determining) Steel bar-Concrete Adhesion in Self Compacting Concrete:effect of water to binder ratio and type of concrete.

Said Grairia<sup>1\*</sup>, Yacine Chrait<sup>1</sup>, Alex Montagne<sup>2</sup>, Alain Iost<sup>2</sup>, Didier Chicot<sup>3</sup>, Mohamed Bentoumi<sup>4</sup>.

<sup>1</sup>Laboratory of Civil engineering and Hydraulic LGCH 8 mai 45 University Guelma, Algeria.

<sup>2</sup>Laboratory of Mechanics, Surfaces and Materials Processing MSMP Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers Lille, France.

<sup>3</sup>Laboratoire Mécanique de Lille LML UMR 8107 UST Lille IUT A GMP Villeneuve d'Ascq, France

<sup>4</sup>Laboratoire de Mécanique de Précision Université Ferhat Abbas- Sétif, Algeria.

s.grairia@hotmail.fr(1\*), yacherait@yahoo.fr(1), alex.montagne@ensam.eu(2), alain.iost@ensam.eu(2), didier.chicot@univ-lille1.fr(3), mohamedbentoumi709@gmail.com(4),

---

**ABSTRACT.** The resistance to separation of the concrete from its reinforcing steel with which it is in contact is called adhesion. This adhesion constitutes an important property for the use of reinforced concrete. That is why many techniques were developed with the aim of determining this property. Adhesion can be easily found out by standard pullout test machine. However, in this work, the adhesion was measured using Interfacial Indentation test. This technique creates and propagates a crack along the concrete/ steel bar interface and defines the apparent interfacial toughness, which can then be related to the adhesion and mechanical support of the aforementioned interface. Using reinforcing bars, adhesion was measured using Self Compacting Concrete (SCC) and Normal Vibrated Concrete (NVC) specimens. The impact of water-to-binder ratio variations and concrete type on concrete /steel bar adhesion has been the incentive of the present study. Interfacial indentation test on small cylindrical samples have been conducted for 5 SCC and 2 NVC mixtures. Various apparent interfacial toughness have been evaluated. The water-to-binder and concrete type changes seem to be better reflected on interfacial toughness, which decrease linearly for higher water content. SCC develops an improved adhesion capacity compared to same strength NVC with similar composition. In this type of studies are rarely those who have tried to characterize the adhesion of matrix/ steel bar reinforcement in Self Compacting Concrete by using the interfacial indentation test as a new methodology. Exclusively, the objective of this research is to fill this gap by characterizing for the first time this concrete/steel bar adhesion by interfacial indentation test and then study the effects of some parameters such as water to binder ratio (w/b) and concrete type on its behavior and on the microstructure of the developed composite material.

In conclusion, the indentation test showed clear advantages over the conventional pullout test and shows once again its aptitude to study the adhesion of concrete/ steel bar reinforcement couple.

**KEY WORDS:** Apparent interfacial toughness ( $K_{ca}$ ); Interfacial indentation test; Water-to-binder ratio (w/b); Nature of concrete; Self compacting concrete (SCC); Microstructure.

---

## 1. Introduction

Self-compacting concrete (SCC) is a composite material, designed to resist compressive stresses (concrete) and tensile stresses (reinforcement steel). To achieve an effective Reinforced Concrete (RC) structure, a good adhesion between concrete and steel bar reinforcement is necessary to enable force transfer between both materials. Its properties rely on the matrix, aggregate, still and the interfacial transition zone (ITZ) between matrix and aggregate, matrix and Steel bar reinforcement. However, different researchers obtained different thicknesses of ITZ from their tests. For instance, the thickness of the transition zone between the aggregate and matrix and between steel bar reinforcement and matrix ranged from 10  $\mu\text{m}$  to about 30  $\mu\text{m}$  [1]; Olivier et al. [2] argued that there was only thickness of 15  $\mu\text{m}$  to 20  $\mu\text{m}$  around the aggregates, just equaling to the mean diameter of the cement grains [4]. Diamond and Huang [5] pointed out, that there is no reason to assume the significant negative effects of ITZ on permeance or mechanical properties of concrete, even for concrete with a water/binder ratio of 0.5. The ITZ between the steel bar and matrix was affected by the water/binder (w/b) ratio [6]. Mineral admixtures such as silica fume [3, 6, 7] and fly ash [8] were also introduced to

improve the quality of the steel bar/matrix interfacial zone. Because of the size of applied loads (400 N, 600 N, 800 N, 10000 N and 1200 N), the depth of indentation becomes larger and also the impact of the indent in comparison with the thickness of ITZ [9]. With the importance of these magnitudes, the indentation will directly affect the matrix/steel bar interface, as if there were no ITZ the moment she became a party to have the same properties as the matrix seen the incorporation of silica fume, fine limestone and super plasticizer high water reducer (w/binder reduced). Till now, nano indentation test was widely used to measure elastic modulus and hardness of matrix fabricated at different w/b ratio and steel bar. Micro and macro-indentation was widely used to measure interfacial apparent toughness between matrix and steel bar. Only few research works were focused on the studying of the interfacial zone between a rigid inclusion and matrix in concrete [10–11].

In literature, many test results of pull-out tests show that the bond strength (which characterize adhesion) of SCC is as high as or higher than NVC [13–18]. Depending on the quality and the compressive strength of the concrete, the bond strength of SCC is about 5–40% higher [14–16]. This increased bond performance can be attributed to a reduced formation of bleed water under the reinforcement bars due to the absence of compacting equipment [15–17]. In addition, previous tests with w/b ratios ranging from 0.33 to 0.41 showed a significant size effect on the interfacial toughness (adhesion): for smaller w/b ratios, higher interfacial toughness (adhesion) are found. As opposed to pull-out test, similar results regarding bond performance are achieved when interfacial indentation test are conducted to examine the bond (adhesion) behavior between concrete and steel bar reinforcement. By means of interfacial indentation tests, The apparent interfacial toughness of the SCC mixes with 16 mm steel reinforcement diameter were found to be about 9,97% and 14,41% higher than those of the reference mixes for the same strength grades (54 MPa and 37 MPa cylinder / 60 MPa and 41 MPa cube) respectively. These results are similar compared to those found by Valcuende and Parra [12] and Looney et al [12]. From these results, it is not possible to conclude that SCC shows worse adhesion behavior than NVC. In order to validate or elucidate the findings mentioned above, this paper evaluates the apparent interfacial toughness and adhesion performance of SCC. Interfacial indentation tests are performed to examine the adhesion behavior between concrete and steel bar reinforcement with different w/b ratios. To investigate the adhesion capacity of SCC, interfacial indentation tests are carried out on seven small cylindrical specimen (five SCC specimens with different w/b ratio: 0,33 ; 0,35 ; 0,37 ; 0,39 ; 0,41 and two NVC specimens with different w/b ratio: 0,36 ; 0,51). Good grinding and polishing procedures were finally determined for the indentation test after several trial procedures had been made. Vickers indenter was used to investigate the steel bar/matrix adhesion (apparent interfacial toughness). Then, influence of the compressive strength, water/ binder ratio and the type of concrete on apparent interfacial toughness was investigated.

In this type of studies are rarely those who have tried to characterize the adhesion of matrix/ steel bar reinforcement in Self Compacting Concrete by using the interfacial indentation test as a new methodology. Exclusively, the objective of this research is to fill this gap by characterizing for the first time this concrete /steel bar adhesion by interfacial indentation test and then study the effects of some parameters such as water to binder ratio (w/b) and concrete type on its behavior and on the microstructure of the developed composite material.

In conclusion, the indentation test showed clear advantages over the conventional pullout test and shows once again its aptitude to study the adhesion of concrete/ steel bar reinforcement couple.

## **Significance of the work**

This work has major significance in construction works related to reinforced concrete (RC) and selection of materials and their specification. The experiments performed for measuring the adhesion between concrete and its reinforcing bars can be used for the evaluation of the feasibility using SCC in place of normal vibrated concrete NVC. Moreover, there are several other relevant structural performances, but in this paper, more emphasis has been given on adhesion between concrete and its reinforcing bars and investigation is made in view of the extension of design rules from Normal Vibrated Concrete (NVC) to SCC.

## **2. Materials, Elaboration and Experimental Methods**

### **2.1. Raw Materials**

Two types of concrete to be studied are prepared from the following constituents:

- A composed Portland cement CPJ-CEM II / A 42.5, of Algerian origin, manufactured by the cement factory of Hjar Essoud (Skikda-Algeria) with a compressive strength of 42.5 MPa having good sulphate resistance and low heat of hydration according to NF EN 197-1 standard [19]. The physical properties and chemical analyzes of this cement are presented in table 1.

**Table 1:** Physical properties and chemical analysis (w/w %) of cement.

Physical properties		Chemical analysis (%)									
Density (t/m <sup>3</sup> )	Specific surface-BET (m <sup>2</sup> /g)	SiO <sub>2</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SO <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	MgO	Laf	I R
3.100	0.3480	24.92	58.6	6.58	2.17	3.65	0.85	0.08	1.21	1.7	0.23

\*Chemical analysis of material (ex.cement) expressed as w/w (%) = weight of chemical element (ex. Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) in material (ex.cement)/total weight of this material (ex.cement) (%).

\***IR:** Insoluble Residue, **LAF:** Loss At Fire.

- The silica fume (Sf) (Medaplast HP) is used to replace 8.0% by mass of cement. Most standards and codes [20-21] recommend the use of this silica fume as an additive for the replacement of about 5-10% by mass of the cement. The incorporated silica fume is a pozzolan in the form of a very active fine powder. The chemical analysis and the physical properties of the silica fume used are shown in table2.

**Table 2:** Physical properties and chemical analysis (w/w %) of silica fume.

Physical properties		Chemical analysis (%)					
Density (t/m <sup>3</sup> )	Specific surface - BET (m <sup>2</sup> /g)	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SO <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O
1.07	21.7	92.1	0.25	0.36	0.79	0.96	0.17

- The limestone powder (lp), having a calcium carbonate (CaCO<sub>3</sub>) content of 97.6%, with purity and great fineness, are introduced into the mixtures of self-compacting concretes in order to improve the plastic viscosity and achieving the required stability. The chemical analysis and the physical properties of these calcareous fillers are presented in table3.

**Table 3:** Physical properties and mineralogical composition (w/w %) of limestone powder.

Physical properties			Mineral composition (%)			
Density (t/m <sup>3</sup> )	Specific surface- - BET (m <sup>2</sup> /g)	finesse modulus	CaCO <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	MgO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
2.60	0.5226	0.19	97.62	0.81	0.78	0.08

- Three nominal classes of crushed limestone aggregates (Ain Touta, Batna 05, Algeria) and a local sea sand are used for the production of all SCC and VC mixtures: sea sand (ss, 0/3 mm), Crushed sand (cs, 0/4 mm), small gravel (g1, 4/8 mm) and medium gravel (g2, 8/16 mm). All appropriate corrections have been adopted in order for the aggregates to reach the surface-dry-saturated state according to EN 1097-6: 2000 [22]. The physical properties (bulk density, water absorption) of the aggregates used are presented in table4.

**Table 4:** Physical properties of aggregates (calculated according to [21]).

aggregate Type	Sea sand (ss)	Crushed san (cs)	Small gravel (g1)	Medium gravel (g2)
A.d (t/m <sup>3</sup> )	2.67	2.52	2.64	2.63
W.a (%)	0.9	0.7	0.28	0.27

\***A.d:** Apparent density on an oven dried basis (t/m<sup>3</sup>). **W.a:** Water absorption (%).

The required fluidity of self-placing concretes is achieved by incorporating suitable doses of Medaflow superplasticizer polycarboxylate (pce) according to EN 934-2: 2009 [23]. Super plasticizers are used to improve the fluidity of the concrete and reduce the amount of water to be added. This same super plasticizer is used for the production of mixtures of vibrated concrete.

## 2.2 Proportions and used mixtures

Self-compacting concrete consists of a binder (cement + calcareous fillers + a pozzolan type material, i.e. silica fume) and aggregates (sea sand, crushed sand, small gravel and medium gravel). The water to binder ratio (w/b) is equal to 0.35 (for SCC54) and 0.33 (for SCC62) by incorporation of 2.17% by mass of cement of superplasticizer (for both SCCs). The SCC is, according to its properties in the fresh state, a concrete that flows by only gravity effect, capable of completely filling the formwork with its reinforcement, its sheaths while maintaining its homogeneity. The vibrated concrete flows and compacts under the vibrations of a mechanical vibrator used when pouring the concrete into the formwork. It is designed on the basis of a typical composition used in the local construction industry. It represents mobility in an unconfined environment, described by the 70 cm slump flow test,

obtained by incorporating 3.3% by mass of super plasticizer in the cement. VC is a reference mixture having a compressive strength of about 54 MPa. One of the two SCC which is the SCC54 is designed to have the same compressive strength as these VCs, by reducing the amount of the binder, resulting in an increased w/b ratio. The other which is the SCC62 is designed to have water to binder ratio less than that of the SCC54; the mixing proportions of SCC62, SCC54 and VC54 are summarized in table 5.

The dry materials are first introduced and kneaded. The water, then 30 seconds later the super plasticizer, are added gradually for 1 minute. The mixing is then carried out for 2 minutes in a planetary mixer. The properties of the fresh concrete were determined according to the standard by the tests: V-funnel, slump-flow and L-box for the SCC mixtures and by spreading test for The VC mixtures [24].

**Table 5:** Proportions of mixture of calcareous aggregates and super plasticizer (Sp) (in kg/m<sup>3</sup>) used in the preparation of SCC54 and VC54.

Materials (kg/m <sup>3</sup> )	CEM I 42.5 N (c)	ss	cs	g1	g2	Lp	Sf	Effective water	Sp	(w/b) ratio
(VC54)	400	570	243	379	567	–	–	144	13.2	0.36
(SCC54)	368	570	243	328	492	100	32	160	8	0.35
(SCC62)	368	570	243	328	492	100	32	151	8	0.33

\*Lp: Limestone powder, Sf: Silica fume, sp: Super plasticizer, w/b: water to binder ratio.

The hardened properties were identified by the compressive strength ( $f_{c,cyl}$ ) at 28 days. 160/320 mm cylinders are molded and then demolded after 1 day, sealed and stored at ( $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ,  $95 \pm 5\%$  relative humidity) until testing. The mean values of the properties of fresh and hardened concrete are summarized in table 6 for all mixtures, as well as the recommended theoretical values [25].

**Table 6:** Properties and workability of fresh and hardened concretes and EFNARC Recommendations [25].

Properties	Sinking (mm)	Spreading (mm)	L- box(s) ( $h_2/h_1$ )	V-funnel (s)	$f_{c28,cyl}$ (MPa)	$f_{c28,cub}$ (MPa)
(VC54)	70	–	–	–	53.6±1.6	59.37
(SCC54)	–	695	0.84	10.4	54.3±2.2	60.33
(SCC62)	–	675	0.81	11.7	61.7±3.0	68.55
EFNARC	–	650–800	> à 0.8	(8-14)	–	–

### 2.3 Reinforcing steel

The reinforced bars of steel reinforcement showed in figure (1-a) of nominal average diameter 16 mm and grade BE500S, conforming to EN 10080 (2005) [26], are introduced into the concrete samples of the figure(1-b) in order to evaluate the adhesion characteristics.



**Figure 1:** Rebar of steel type BE500S, a) of nominal diameter 16 mm and b) the same bar inserted into a 45 mm diameter concrete matrix used for the interfacial indentation test.

A typical steel bar has two rows of transverse ribs uniformly distributed over the circumference and spaced in the long direction of the bar. A steel reinforcement bar was examined and tested in the laboratory to confirm the manufacturer's technical specifications with respect to diameter, cross-section, mass and mechanical properties (table 7).

**Table 7:** Geometric and mechanical properties of steel reinforcing bars [26].

Parameter	Symbol	Units	(Standard) values (Average)	Measured values (Average)
Diameter	d	mm	16	15.93
Section	An	mm <sup>2</sup>	201	199.33



Mass	M	kg/m	1.58	1.56
Limit of Elasticity	Re	MPa	485-650	536
Maximum resistance	Rm	MPa	(1.13-1.38). Re	651

#### 2.4. Samples preparation

The samples preparation used for the mechanical characterization tests must be treated in order to avoid an excessive dispersion of the results [27]. Each coated steel bar is previously cleaned to ensure proper bonding with the concrete. For VC mixtures, the concrete is cast and compacted using conventional hand vibrators. The SCC mixtures are poured into a formwork of 100x.100mm<sup>2</sup>section which is filled over a length of 1200 mm without vibration. The stripping is carried out one day after the casting and the reinforced concrete elements are immediately put in water for curing for 28 days. Samples for the apparent interfacial toughness study are extracted from the middle part of the reinforced concrete element. Small samples (about 45 mm in diameter and 22 mm high) containing a single steel bar in the center are then cut from the taken samples using a diamond saw. After demolding elements, the surface quality of self-compacting concrete samples is better than that of the vibrated concrete. This observation, also noted by other authors [28], shows the excellent filling capacity of SCCs, even for elements that require only very small amounts of concrete.

#### 2.4. Micro structural analysis

Scanning electron microscopy (SEM) images were made on the fractured surfaces at the concrete/steel interface on the cementitious material side to examine the failure modes of the interface.

#### 2.5. Compressive test:

For each concrete mix, four standard cylinders with a diameter of 160 mm and a height of 320 mm were cast into steel molds and then cured under ambient laboratory conditions ( $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ,  $95 \pm 5\%$  relative humidity). At the end of the curing period (28 days), these test pieces are tested on a hydraulic servo pressure frame in accordance with EN 12390-4: 2009 [29] to determine the average compressive strength,  $f_{ccyl}$ , and the corresponding standard deviation according to EN 12390-3: 2009 [30]. The results of the compressive strength are given in table 6.

#### 2.6. Nanoindentation Tests (Grid Indentation Technique):

Grid indentation involves the application of a large array of nanoindentation experiments, each with a characteristic indentation depth,  $h$ , which elicits a mechanical response from a subsurface microvolume (figure.4-b). Developed at the Massachusetts Institute of Technology (MIT), its application has been extended to evaluation of nanomechanical properties of heterogeneous materials such as cementitious materials, bones, and shales [31].

From the simultaneous measurement of indentation load (P) and displacement ( $h$ ), elasticity modulus (E) and hardness (H) can be computed [32] at each point.

If, on the other hand,  $h_{max}$  is greater than approximately  $D/10$ , then a composite mechanical response of multiple phases will inevitably be observed (figures.4-b and 4-c).

In this work, nanoindentation was performed over a grid of  $10 \times 10$  points, evenly spaced by 150  $\mu\text{m}$ . During each test, the load was linearly increased up to a maximum load of 650 mN in 10 s, kept constant for 5 s, and linearly decreased in 10 s.

The nanoindentation experiments of SCC and VC matrices have been performed on a Nano-Indenter XP™ (MTS Nano Instruments) employing a Berkovich diamond indenter with a load and depth sensing indentation mode. All measurements were performed at room temperature. In Load and depth sensing indentation mode, indentation area of specimens were selected randomly.

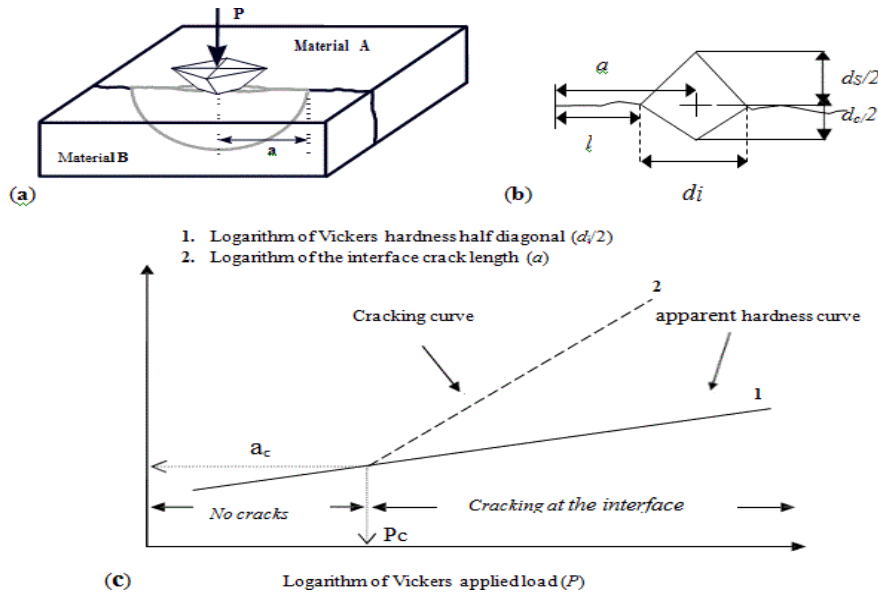
#### 2.7. Interfacial indentation test

Cylindrical samples with a diameter of 48 mm and a height of 22 mm, having a steel reinforcing bar 16 mm in diameter at their center, are manually polished using abrasive papers of grades 40, 120 up to 1200, then using diamonded paste with a grain diameter of 1  $\mu\text{m}$  up to a height of 18 mm in order to eliminate the defects and the residual stresses caused by the sawing (figure. 1-b). The indentation test involves applying a diamond Vickers pyramidal indenter at the two materials interface so as to generate a crack that propagates along that interface as it is shown schematically in figure.2-a). This test is carried out using a Zwick ZHU instrumented indentation machine which can be used to apply loads between 5 and 2500 N and to record the load-displacement curves (figure.4-a).

The optical system connected to the hardness device makes it possible to aim with very good precision the interface between the concrete and the steel reinforcement. During the tests, loads P between 100 and 2500 N are applied to each sample type at a constant speed of 2P/min (in N/min). The maximum load is maintained constant for 30 seconds and the imprints (diagonal 2d) and the cracks (length a) are observed and measured with the optical system of the apparatus immediately after unloading. The measurement of the cracks formed at the indented interface is used to evaluate the adhesion between the concrete and the steel bar by means of the

apparent interfacial toughness,  $K_{ca}$ . This method which has been originally developed by Chicot *et al.* [33,34] requires indentations to be performed at least at three different loading levels, with five indentations for each level, to determine an average crack length.

These tests are used to evaluate the adhesion between a thick coating and its substrate such as thermal barrier materials, plasma torch deposits [33, 34, 35]. In a bi-logarithmic frame, the length of crack ( $a$ ) varies linearly with the applied load, thus giving the so-called crack line. In the same system of axes, Chicot *et al.* represent the variation of the half-diagonal of the impression ( $d$ ) with the applied load ( $P$ ) (figure 2-c). In its principle, this methodology consists in applying a Vickers indenter under a given load in the plan of the interface between two materials. The objective is to create and propagate a crack in this interfacial plan as it is shown schematically in figure (2-a) and (2-b).



**Figure 2:** a) Schematic illustration of an interfacial indentation test showing the crack propagation in the plan of the interface, b) The dimensions associated to the crack length and diagonal indent measurements and c) Bi- logarithmic representation of crack length an apparent hardness versus the applied load and the definition of the critical point ( $P_c$ ,  $a_c$ ) used to calculate the interfacial indentation toughness.

The straight line thus obtained is called the apparent hardness straight line by the authors. The intersection point of these two lines corresponds to the moment when the crack begins for a so-called critical load ( $P_c$ ). The coordinates of the intersection point of these two lines are shown in figure.(2-c). The ( $P_c$ ,  $a_c$ ) couple which defines the initiation of the interfacial crack is used to calculate the apparent interfacial toughness from equations (1) and (2) according to Chicot *et al.* [33,34]:

$$K_{ca} = 0.015 \left(\frac{E}{H}\right)_i^{\frac{1}{2}} P_c (a_c)^{-\frac{3}{2}} \quad (1)$$

$$\left(\frac{E}{H}\right)_i^{\frac{1}{2}} = \frac{\left(\frac{E}{H}\right)_s^{\frac{1}{2}}}{1 + \left(\frac{H_s}{H_c}\right)^{\frac{1}{2}}} + \frac{\left(\frac{E}{H}\right)_c^{\frac{1}{2}}}{1 + \left(\frac{H_c}{H_s}\right)^{\frac{1}{2}}} \quad (2)$$

Whose the equation (2) has been proposed by Chicot *et al.* for calculating  $(E/H)^{1/2}$  and where  $E$  is the Young's modulus,  $H$  is the hardness, and the indices (s), (c) and (i) correspond respectively to the substrate (here the steel bar), to the coating (here the concrete) and to the interface.

This apparent interfacial toughness is measured to see if it can be considered as a relevant criterion for estimating the adhesion between the concrete and the steel reinforcement and to replace the conventional tests used to characterize the adhesion between the concrete and its Metal reinforcement.

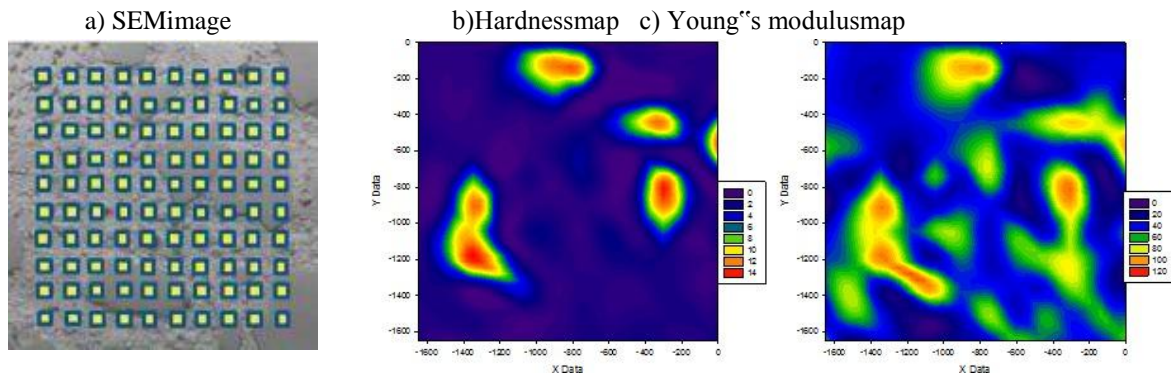
## 1. Results and Discussion

A statistical or grid nanoindentation experiment involving large number of test points has shown to provide micromechanical properties of two types of concrete, SCC and VC, using 100 test points and a smaller indent spacing of 150  $\mu\text{m}$  as it is showed in figure 3-a). Figures(3-b) and (3-c) show the mechanical properties maps for the

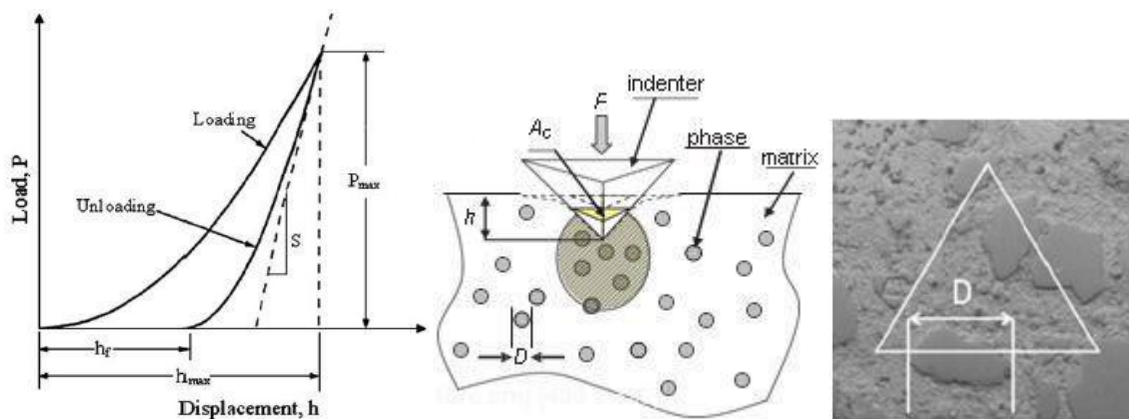


28-day hydrated SCC54 matrix as an example.

Young's modulus and hardness of self-compacting concrete (SCC62) are  $49.524 \pm 22.347$  GPa and  $2.002 \pm 2.147$  GPa, respectively. However, for the Young's modulus and the hardness of self-compacting concrete (SCC54) are  $(47.876 \pm 24.667)$  GPa and  $(1.943 \pm 2.376)$  GPa respectively, determined by the nano indentation test (figures 3 and 4), are slightly lower than those of vibrated concrete (VC54) which are  $(49.201 \pm 25.349)$  GPa and  $(1.965 \pm 2.402)$  GPa having similar compressive strength. This difference is not considered significant, although this may be expected due to higher past, reduced amount of coarse aggregates and reduced overall tightening.



**Figure 3:** SEM image of the tested area (100 indents) in SCC54 matrix and corresponding mechanical properties maps for  $H$  and  $E$ .



a) b) c)

**$h$  = depth of indentation,  $D$  = grain diameter in the matrix.**

**Figure 4:** a) A typical representation of the indentation load “ $P$ ” versus indentation depth”  $h$ ”, b) Grid indentation on a heterogeneous system where the probed micro volume (cross-hatched regions below the indenter) is larger than the characteristic length scale,  $D$  ( $h \gg D$ ), of the interest concrete matrix, c) magnified view of cross-hatched regions below the indenter after testing: wide indent, so average measure.

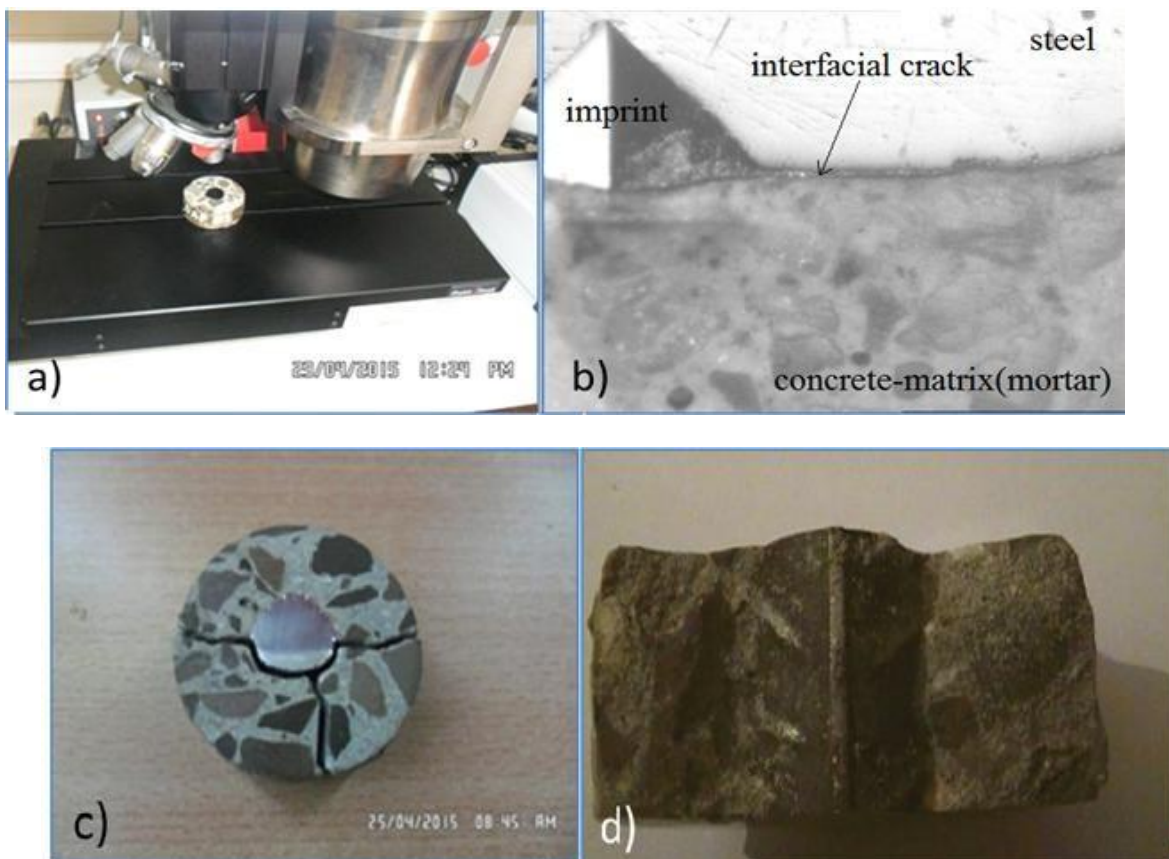
In other hand, for validate the interfacial indentation test, we have complied with the following experimental conditions:

- The length of the crack ( $a$ ) must be greater than the half-length of the impression ( $d/2$ ).
- The thickness of the coating must be at least three times (optimally five times) the half-length of the impression [36].
- The test should be performed with the tip of the indenter located on, or near the interface. It is recommended that the distance between the center of the cavity and the interface be less than the half diagonal of the impression.
- The distance between the center of the impression and the edge of the sample must be greater than 3 mm. In order to choose the range of loads to be applied to the concrete/steel interface by indentation, we carried out tests with increasing loads between 10 and 2200N. For low loads, only a residual impression is observed at the interface, whereas for higher loads, we observe a crack at the interface between the concrete and the steel reinforcement (figure 5-b). This crack first follows the interface then bifurcates and then propagates in the concrete for even higher

loads. The applied load reaches a critical value (failure load), the separation between steel and concrete intervenes (figures 5-b, 5-c and 5-d).

In other hand, for validate the interfacial indentation test, we have complied with the following experimental conditions:

- The length of the crack (a) must be greater than the half length of the impression( $d/2$ ).
- The thickness of the coating must be at least three times (optimally five times) the half length of the impression[36].
- The test should be performed with the tip of the indenter located on, or near the interface. It is recommended that the distance between the center of the cavity and the interface be less than the half diagonal of the impression.
- The distance between the center of the impression and the edge of the sample must be greater than 3 mm. In order to choose the range of loads to be applied to the concrete/steel interface by indentation, we carried out tests with increasing loads between 10 and 2200N. For low loads, only a residual impression is observed at the interface, whereas for higher loads, we observe a crack at the interface between the concrete and the steel reinforcement (figure 5-b). This crack first follows the interface then bifurcates and then propagates in the concrete for even higher loads. The applied load reaches a critical value (failure load), the separation between steel and concrete intervenes (figures 5-b, 5-c and 5-d).



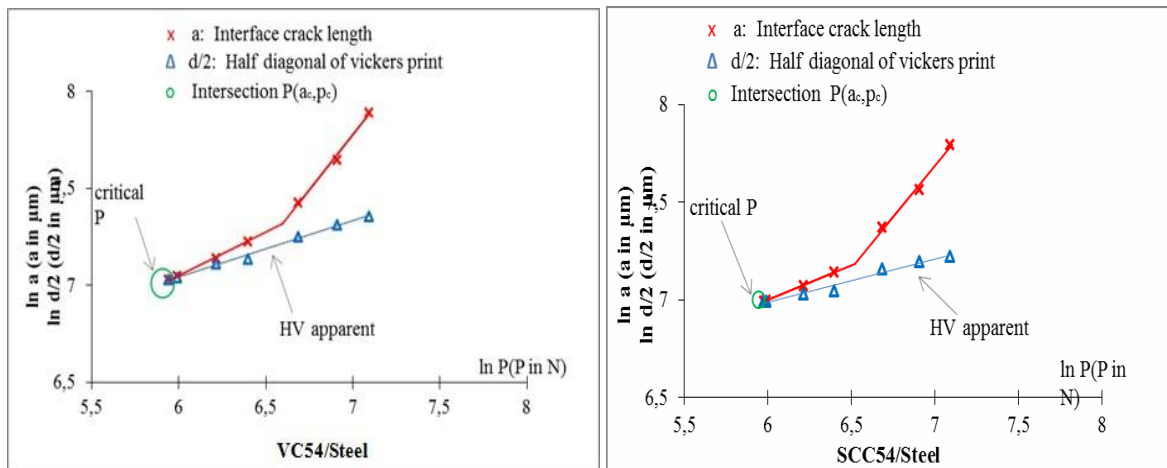
**Figure 5:** a- Experimental device used for the indentation test at the concrete-metal reinforcement interface, b- Example of indentation at the interface showing the creation of a crack (the impression is clearly visible in the steel and little in the concrete); c and d - Indentation test performed with an applied load greater than the critical value and causing decohesion between the matrix and the steel bar.

These critical (failure) loads are  $2030 \pm 15$  N for (SCC54/Steel) and  $1855 \pm 10$  N for (VC54/Steel). In order to apply only an interfacial crack (no total decohesion), we have considered, in applying equation (1), that loads less or equal to 1200 N, which corresponds to 65% of the critical failure load of (VC/Steel) couple.

In total, 35 interfacial indentation tests are carried out for each concrete/steel couple. Knowing the

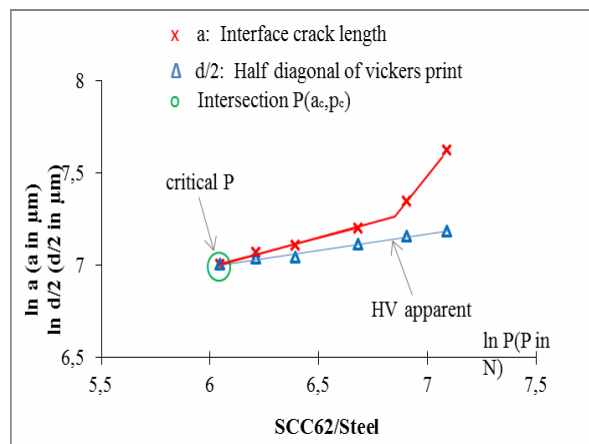
lowest failure load of the two samples ( $P_{\text{failure}} = 1846 \text{ N}$ ), we selected seven loads, with a 100 N pitch for the interval (300 - 600 N) and a 200 N pitch for the (600 -1200 N). The curves (crack length-applied load) for each type of couple (concrete/steel) are shown in figures (6-a, 6-b and 6-c). The interfacial apparent toughness of (SCC62/Steel) and (SCC54/Steel) couples are respectively  $2.53 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$  and  $2.38 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$  (table 8). The (SCC62/steel) couple has an apparent interfacial toughness about 6.72 % higher than that of the (SCC54/Steel) couple. This may be related to the low water content of the SCC62 in front of that of the SCC54, ie its porosity in order to reduce the accumulation of sweat water around the reinforcement bars embedded in the structural elements. In the other hand, the interfacial apparent toughness of (SCC54/Steel) and (VC54/Steel) couples are respectively  $2.38 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$  and  $2.18 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$  (table 8). The (SCC54/steel) couple has an apparent interfacial toughness about 10% higher than that of the reference couple. This can be related to the lower water content of the SCCs, and in particular to the large volume of ultrafine particles (silica fumes and calcareous fillers) introduced in order to reduce the accumulation of sweating water under the bars of reinforcement horizontally embedded in the structural elements. The porosity, clearly lower at the matrix/reinforcement interface, corresponds to a more compact structure with a smaller number of defects without visible segregation. It should also be noted for these concretes, a higher fluidity which results in a better covering of the rebar.

The results obtained with the interfacial indentation test show that for the different water to binder ratio, so different compressive strengths, and the best adhesion is attributed to the SCC with lower water to binder ratio and/or with higher compressive strength. The results obtained with the interfacial indentation test show that for the same compressive strength, the adhesion of the SCC to the steel reinforcement is higher than for the VC. On the basis of conventional tensile and flexural tests, to characterize the adhesion, it should be mentioned that various researchers have achieved variable or even contradictory results, but it seems nevertheless that the adhesion between the



concrete and the steel reinforcement is higher for SCCs than for VCs [37, 38].

a)



c)

b)

**Figure 6:** The bi-logarithmic plots of the indentation half-diagonal,  $d$ , ( $\Delta$ ) and crack length,  $a$ , ( $x$ ) formed at the interface between the concrete and the steel reinforcement, as a function of the load,  $P$ , applied to the Vickers indenter. (a): Plotted curves for vibrated concrete/steel couple (VC54/St), (b): Plotted curves for self- compacting concrete/steel couple (SCC54/St) and (c): Plotted curves for self-compacting concrete/steel couple (SCC62/St).

**Table 8:** Adhesion properties comparison

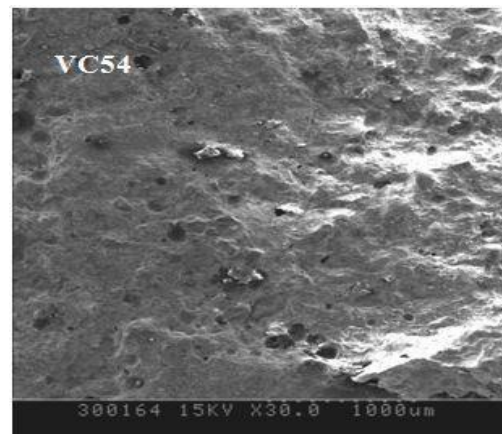
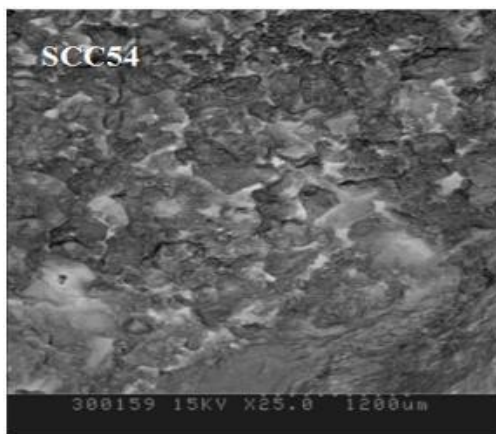
Adhesion properties	VC54	SCC54	SCC62
w/b ratio	0.36	0.35	0.33
w/c ratio	0.36	0.47	0.44
$f_{c28,cyl}$ [MPa]	$53.6 \pm 1.6$	$54.3 \pm 2.2$	$61.7 \pm 3.0$
Kca [MPam <sup>1/2</sup> ] : IITs (This study)	2.18	2.38	2.53
$(\tau_{max}/f_c^{1/2})$ : POTs (Literature Valcuende and Parra [29])	2.367	2.585	/

\*Kca [MPam<sup>1/2</sup>] IITs: Apparent interfacial toughness measured using Instrumented Indentation Tests.  $(\tau_{max}/f_c^{1/2})$  POTs: Normalized bond strength measured using Pull Out Tests.

In particular, Valcuende and Parra [39] studied the adhesion between (SCC/Steel) and (VC/Steel) couples, for different water to binder ratios (w/b), different compressive strength values and Steel bar with 16mm diameter. These authors observed that the mean Normalized bond strength  $(\tau_{max}/f_c^{1/2})$  is greater for the (SCC/Steel) couples than for the (VC/Steel) couples. For the 54 MPa class cylinders (60 MPa cube), the difference is about 10%:2.58 instead of 2.37, which confirms the results obtained in our study. The difference for the normalized bond strength, weighted by the compressive strength, is only 5% according to Daoud et al. [40]. For both parameters (strength and toughness), there is therefore a good coherence of our results with those of the literature. In both cases, we find that the adhesion properties of (SCC/Steel) are better than those of (VC/Steel).

In this study, all samples were then fractured (failed) by indentation under loads greater than those used for the interfacial indentation test. For example, for the (SCC54/Steel) sample, it has been observed that the crack begins to propagate along the (steel/concrete) interface under a progressive load and then deviates from this interface to the matrix of the concrete, which causes it to failure, followed by loss of connection between the reinforcement and the concrete once the ultimate load close to 1855 N has been reached. A similar trend is observed with the (SCC54/Steel) combination for a slightly higher applied load (2030 N).

To improve the resistance as well as the apparent interfacial toughness, it is essential to prevent the initiation and propagation of cracks in an effective way. The (water/binder) ratio plays an important role in restricting the appearance and then the propagation of the micro cracks, which has resulted in a significant improvement in the mechanical strength of the SCCs. The interface between the concrete and its steel reinforcement is considered the most crucial element of reinforced concrete because it establishes a connection between the two heterogeneous phases. We have observed this interface in scanning electron microscopy (SEM). The micrographs of the interfaces on the SCC-



matrix and VC-matrix sides are shown in figures (7-a,7-b).

a)

b)

\*SCC: SelfCompactingConcrete;

VC: VibratedConcrete.



**Figure 7:** Micrographs (SEM) obtained for the concrete interface in contact with the steel reinforcement after decohesion caused by an interfacial indentation with an applied load,  $P$ , greater than the critical value,  
(a) SCC: Self Compacting Concrete; (b) VC: Vibrated Concrete.

The microstructure of the (steel/concrete) interface is a small transition zone similar to that between the cement paste and the aggregates. Figure (7-b) shows a representative area of the interfacial layer of the VC54 mixture after the steel bar has been removed. This interface in the (VC54/Steel) couple is less resistant to cracking than that of the (SCC54/Steel) couple. One of the reasons for the low performance of the latter interface is a greater porosity resulting from the inability of the cement particles to effectively cover the steel reinforcement. This phenomenon is called "wall effect". This porosity, which is greater in the interface of VC/Steel (figure.7-b) than in that of SCC/ Steel (figure 7-a), makes it less resistant to the propagation of cracks.

The weakness of this interface can be associated at the migration of water that accumulates around the steel bar and creates the porosity. The high volume ultrafine particles (silica fume, cement and calcareous fillers) contained in the interface (SCC54/Steel) effectively fill micro pores, forming a thick, non-porous, compact matrix that is more resistant to the propagation of Cracks than the VC54 matrix. Silica fume and calcareous fillers in the cementitious matrix, due to their large surface area and high surface energy, absorb a large amount of water and reduce the possibility of forming films of water. This decrease of water films in the interfacial zone decreases its porosity.

The total thickness of the coating is about 16 mm. With reactive cement incorporated into the surface of the coating, cement hydration reactions can occur at this level, allowing the phases of the paste to integrate into the coating and give a microstructure with a more uniform transition between the matrix and the steel reinforcement. Thus, the reinforcement of the bond between the steel reinforcement and the cementitious matrix is obtained at the same time as the improvement of the resistance of this interfacial zone against cracking. Even if the thickness of the transition zone is very small compared with that of the cementitious matrix, the modification of this weak link can lead to remarkable improvements in strength, stiffness, and toughness of these cementitious composites[41].

## Conclusions

This work deals with the use of interfacial indentation to determine the adhesion between High-Performance Self-Compacting Concretes HPSCC (SCC62 and SCC54) and their steel reinforcements, with 16mm diameter, then the influence of the water to binder ratio on this adhesion with the comparison between the HPSCC and High-Performance Vibrated Concrete(HPVC) with respect to this adhesion, when they have the same compressive strength. The experimental results yielded the following conclusions:

- There is a correlation between the apparent interfacial toughness measured by interfacial indentation tests and the normalized bond strength measured by pull-out tests of the literature. The interfacial indentation test therefore seems to be a characterization method that can be used to estimate the adhesion between the concrete and its steel reinforcement.
- The improvement of the behavior of the adhesion of High performance self-compacting concrete (HPSCC) with respect to High performance vibrated concretes (HPVC) for the same compressive strength class can be attributed to the greater quantity of ultrafine particles and higher workability, which results in a better covering of the reinforcing bars by the concrete.
- The resistance to initiation and propagation of the cracks at the interface is a function of the water/binder ratio of the concrete.
- Lower adhesion capacities of SCC were measured for decreasing water compressive strength ( $f_{c_{28,cyl}}$ ). An increase of 13.62 % is observed, when ( $f_{c_{28,cyl}}$ ) increases from 54.3 to 61.7 MPa. This improvement can be attributed to the influence of the compressive strength ( $f_{c_{28,cyl}}$ ) which shows that there is a close relationship between compressive strength and this adhesion.
- Due to the improvement of the apparent interfacial toughness  $K_{ca}$  for Self Compacting Concrete (SCCs), the application of self-compacting concretes in place of the vibrated concretes (CVs) in the construction can produce significant advantages.

**Acknowledgments-**We would like to thank Professor N. Kherici, Dean of the Earth Sciences Faculty at Badji Mokhtar University, and all the members of this faculty for their continuous encouragement and providing us with the material and pedagogical means used in this work. Gratitude should also be expressed to the various laboratories and especially to their managers in

giving me flourishing scientific advices and helped me to carry out my various tests and which are:

- Prof. Alain IOST and Alex Montagne (Laboratory of Mechanics Surfaces and Materials Processing (MSMP) National high School of Arts and Crafts, ParisTech –Lille.
- Prof. Didier CHICOT (Laboratory of Mechanics, FRE 3723 -LML), University of Lille, Lille,France.
- Prof. Nabila MALOUFI (Laboratory of Microstructure and Materials Engineering LEM3) Metz-University of Lorraine,France.
- Prof. Hervé MUHR (Laboratory Reactions and Process Engineering - UMR 7274 - EMMAD) Nancy-University of Lorraine,France.
- Prof. Jean Pierre CHARLES (Optical Materials, Photonics and Systems Laboratory LMOPS - EA 4423) Supélec) Metz -University of LorraineFrance.

## Références

- [1] X- H. Wang, S. Jacobsen, Jian Ying He, Z. Li. Zhang, S-F. Lee, Application of nanoindentation testing to study of the interfacial transition zone in steel fiber reinforced mortar. *Cement and Concrete Research* 39 (2009) 701–715.
- [2] J.P. Olivier, J.C. Maso, B. Bourdette, Interfacial transition zone in concrete, *Adv. Cem. Based Mater.* 2 (1) (1995) 30–38.
- [3] C.Redon, J.-L. Chermant, Compactness of the cement microstructure versus crack bridging in mortars reinforced with amorphous cast iron fibers and silica fumes, *Appl. Compos. Mater.* 8 (3) (2001) 149–161.
- [4] V.C. Li, H. Stang, Interface property characterization and strengthening mechanisms in fiber reinforced cement based composites, *Adv. Cem. Based Mater.* 6 (1) (1997) 1–20
- [5] S. Diamond, J. Huang, The ITZ in concrete – a different view based on image analysis and SEM observations, *Cem. Concr. Compos.* 23 (2–3) (April 2001) 179–188.
- [6] Y.-W. Chan, V.C. Li, Effects of transition zone densification on fiber/cement paste bond strength improvement, *Adv. Cem. Based Mater.* 5 (1) (1997) 8–17.
- [7] Y.-W. Chan, S.-H. Chu, Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete, *Cem. Concr. Res.* 34 (7) (2004) 1167–1172.
- [8] O. Kayali, Effect of high volume fly ash on mechanical properties of fiber reinforced concrete, *Mat. Struct.* 37 (5) (2004) 318–327
- [9] K. Velez, F. Sorrentino, Characterization of cementitious materials by nanoindentation, in: W. Kurdowski, M. Gawlicki (Eds.), *Kurdowski Symposium—Science of Cement and Concrete*, Krakow, June 20–21, 2001, pp. 67–77.
- [10] J. N meček, P. Kabele, Z. Bittnar, Nanoindentation based assessment of micromechanical properties of fiber reinforced cementitious composite, 6th RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concrete (FRC)-BEFIB, 2004, Varenna, Italy, 2004, pp. 401–410.
- [11] P. Mondal, S.P. Shah, L.D. Marks, Nanoscale characterization of cementitious materials, *ACI Mater. J.* 105 (2) (2008) 174–179.
- [12] K.Khayat, G.De Scutter .Star 228-MRS .Mechanical properties of compacting concrete – springer 2014, ISBN 978-3-319-03244-3..
- [13] P.Helincks, V. Boel, W. De Corte, G. De Schutter, P.Desnerck .Structural behaviour of powder-type self-compacting concrete: Bond performance and shear capacity *Engineering Structures* 48 (2013) 121–132
- [14] Valcuende M, Parra C. Bond behaviour of reinforcement in self-compacting concretes. *Constr Build Mater* 2009;23:162–70.



- [15] P. Helinckx, V. Boel, W. De Corte, G. De Schutter, P. Desnerck. Structural behaviour of powder-type self-compacting concrete: Bond performance and shear capacity Engineering Structures 48 (2013) 121–132
- [16] Zhu M, Sonebi M, Bartos PJM. Bond and interfacial properties of reinforcement in self-compacting concrete. Mater Struct 2004;37:442–8.
- [17] Collepardi M et al. Strength, shrinkage and creep of SCC and flowing concrete. In: Proceedings of SCC 2005 conference, Centre for Advanced Cement Based Materials, USA (Northwestern University); 2005.p. 911–20.
- [18] Menezes de Almeida Filho F et al. Bond-slip behavior of self-compacting concrete and vibrated concrete using pull-out and beam tests. Mater Struct 2008;41:1073–89.
- [19] NF EN 197-1. Cement - Part 1: composition, specifications and conformity criteria for common cements (April 2012).
- [20] ACI 234, Guide for the use of silica fume in concrete. American Concrete Institute. (2006).
- [21] Federal highway administration. Silica fume. US department of transportation. <http://www.fhwa.dot.gov/infrastructure/materialsgrp/silica.htm>.
- [22] EN 1097, Tests for mechanical and physical properties of aggregates – Part 6: Determination of particle density and water absorption. (2013).
- [23] EN 934, Admixtures for concrete, mortar and grout – Part 2: Concrete admixtures. Definitions requirements, conformity, marking and labeling. (2009).
- [24] CEN. NBEN 12350 testing fresh concrete (parts 2, 5, 8, and 9). (2009/2010) EN 12350-2, Testing fresh concrete - Part 2: Slump Test. EN 12350-5, Testing fresh concrete - Part 5: Flow table test. EN 12350-8, Testing fresh concrete - Part 8: Self-compacting concrete - Slump-flow test. EN 12350-9, Testing fresh concrete Part 9: Self-compacting concrete - V-funnel test. EN 12350-10, Testing fresh concrete Part 10: Self-compacting concrete - L-box test.
- [25] EFNARC, Specification and guidelines for self-compacting concrete. ISBN 0953973344. UK, 32(2002).
- [26] EN 10080, Steel for the reinforcement of concrete. (2005).
- [27] W. Zhu, Sonebi M., Bartos P.J.M. “Bond and interfacial properties of reinforcement in self-compacting concrete”. *Mater. Struct.* 37 (2004)442-448.
- [28] I. Pop, De Schutter G., Desnerck P., Onet T. “Bond between powder type self-compacting and steel reinforcement”. *Const Build Mater.* 41 (2013)824–833.
- [29] EN 12390- 4, testing hardened concrete – Part 4: compressive strength. Specification for testing machines. (2009).
- [30] EN 12390-3, Testing hardened concrete – Part 3: compressive strength of test specimens. (2009).
- [31] F.-J. Ulm, M. Vandamme, C. Bobko, J.A. Ortega, “Statistical Indentation Techniques for Hydrated Nanocomposites: Concrete, Bone, and Shale”, *J. Am. Ceram. Soc.* 90 (2007)2677–92.
- [32] W.C. Oliver, G.M. Pharr, “Measurement of Hardness and Elastic Modulus by Instrumented Indentation: Advances in Understanding and Refinement to Methodology”, *J. Mater. Res.* 19(2004)3–20.
- [33] D. Chicot, P. Démarecaux, J. Lesage, “Apparent Interface Toughness of Substrate and Coating Couples

from

Indentation Test". *Thin Solid Films*. 283 (1996)151-157.

- [34] D. Chicot, G. Marot, P. Araujo, N. Horny, A. Tricoteaux, M.H. Staia, J. Lesage, "Effect of Some Thermal Treatments on Interface Adhesion Toughness of Various Thick Thermal Spray Coatings". *Surf. Eng.* 22 (2006) 390-398.
- [35] Y. Yamazaki, S. Kuga, M. Jayaprakash, "Interfacial Strength Evaluation Technique for Thermal Barrier Coated Components by Using Indentation Method". *Procedia Eng.*10 (2011)845-850.
- [36] Y. Yamazaki, M. Arai, Y. Miyashita, H. Waki, M. Suzuki, "Determination of Interfacial Fracture Toughness of Thermal Spray Coatings by Indentation". *J. Therm. Spray Technol.*, 22 (2013)1358-1365.
- [37] P. Desnerck, G. De Schutter, L. Taerwe, "Bond behavior of reinforcing bars in self-compacting concrete: Experimental determination by using beam tests". *Mater. Struct.*,43,(2010)53-62.
- [38] M. Sonebi, P.J.M. Bartos "Hardened SCC and its bond with reinforcements". Proceedings of RILEM international symposium on SCC, Stockholm, Sweden. (1999)275-290.
- [39] M. Valcuende, C. Parra, "Bond behavior of reinforcement in self-compacting concretes". *Const Build Mater.* 23 (2009)162-170.
- [40] A. Daoud, M. Lorrain, M. Elgonnoui. "Résistance à l'arrachement d'armatures ancrées dans du béton autoplaçant". *Mater. Struct.*, 35 (2002)395-401.
- [41] S. Mindess, J. F. Young, D. Darwin, Concrete Prentice-Hall. Englewood Cliffs, NJ, (1981)481.

---

# Analyse de comportement des plaques sandwiches en FGM

Lazreg Hadji<sup>1</sup>, Nafissa Zouatnia<sup>2</sup>, Latifa Ould Larbi<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Département de Génie Civil, Université Ibn Khaldoun, BP 78 Zaaroura, 14000 Tيارت, Algérie, had\_laz@yahoo.fr

<sup>2</sup> Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, BP 151, Hay Essalam, UHB Chlef, Chlef (02000), Algérie, nissa.hadji@yahoo.com

<sup>3</sup> Université Hassiba Benbouali de Chlef, BP 151, Hay Essalam, UHB Chlef, Chlef (02000), Algérie, latifaouldlarbi@gmail.com

---

**RÉSUMÉ.** Ce travail présente une étude dynamique des plaques sandwiches en matériaux à gradient de propriété type FGM en utilisant une nouvelle théorie de cisaillement transverse d'ordre élevé à quatre variables. Les équations du mouvement sont obtenues en appliquant le principe d'Hamilton. Les fréquences de vibration sont trouvées par la résolution du problème aux valeurs propres. La théorie proposée est efficace dans la résolution du comportement dynamique des plaques sandwiches à gradient de propriété type FGM.

**MOTS-CLÉS :** Sandwich, FGM, Vibration, Solution de Navier.

**ABSTRACT.** This article uses the four-variable refined plate theory (RPT) for the free vibration analysis of functionally graded material (FGM) sandwich rectangular plates. The equation of motion for the FGM sandwich plates is obtained based on Hamilton's principle. The fundamental frequencies are found by solving the eigenvalue problems. The proposed theory is accurate and simple in solving the free vibration behavior of the FGM sandwich plates.

**KEYWORDS:** Sandwich, FGM, Vibration, Navier solution

---

## 1. Introduction

La construction sandwich a été développée et utilisée depuis 50 ans à cause de sa grande rigidité en flexion, de faible poids spécifique, et des bonnes qualités d'isolation. Les structures sandwiches représentent une forme spéciale d'une structure en couches qui se composent de deux peaux minces à rigidité et résistance élevées, et cœur de matériau souple, de poids léger relativement épaisse. En raison de la large application du FGM, plusieurs études ont été effectuées pour analyser les comportements des structures FGM. Dans Ce travail porte sur la vibration des plaques sandwiches à gradient de propriété type FGM en utilisant une nouvelle théorie raffinée des plaques RPT à quatre variables.

### 1.1. Configuration géométrique

La plaque sandwich est composée de trois couches élastiques, nommées, Couche 1, Couche 2, et Couche 3 de la face inférieure à celle supérieure de la plaque. respectivement. Le rapport d'épaisseur dans chaque couche du bas en haut est dénoté brièvement par les combinaisons de trois chiffres "1-0-1", "2-1-2" comme il est montré en figure. 1.



**Figure 1.** Géométrie de la plaque sandwich rectangulaire FGM.

## 1.2. Propriétés matérielles

Les propriétés du FGM varient continuellement due au changement gradué de la fraction volumique des matériaux constitutifs (céramique et métal), généralement dans le sens de l'épaisseur. La fonction de loi de puissance est couramment utilisée pour décrire ces variations des propriétés des matériaux. La fraction volumique du FGM est supposé varier suivant l'épaisseur de la plaque selon une fonction simple en loi de puissance :

$$V^{(1)} = \left( \frac{z - h_1}{h_2 - h_1} \right)^k \quad z \in [h_1, h_2] \quad [1a]$$

$$V^{(2)} = 1, \quad z \in [h_2, h_3] \quad [1b]$$

$$V^{(3)} = \left( \frac{z - h_4}{h_3 - h_4} \right)^k \quad z \in [h_3, h_4] \quad [1c]$$

Où,  $V^{(n)}$ , ( $n = 1, 2, 3$ ) désigne la fonction de la fraction volumique de la couche  $n$ ;  $k$  est l'indice de puissance qui décrit le profil de variation des matériaux suivant l'épaisseur.

Les propriétés matérielles effectives, comme le module de Young  $E$ , coefficient de Poisson  $\nu$ , et la densité de masse  $\rho$ , peuvent être exprimée par une loi de mélange comme :

$$P^{(n)}(z) = P_2 + (P_1 - P_2)V^{(n)} \quad [2]$$

## 1.3. Cinématique et Équations Constitutives

Le champ de déplacement utilisé dans cette étude est le suivant :

$$U(x, y, z) = u(x, y) - z \frac{\partial w_b}{\partial x} - f(z) \frac{\partial w_s}{\partial x}$$

$$V(x, y, z) = v(x, y) - z \frac{\partial w_b}{\partial y} - f(z) \frac{\partial w_s}{\partial y} \quad [3]$$

$$W(x, y, z) = w_b(x, y) + w_s(x, y).$$

Où  $f(z)$  représente la fonction de distribution des contraintes de cisaillement qui est sous la forme :

$$f = -\frac{1}{4}z + \frac{5}{3}z \left( \frac{z}{h} \right)^2 \quad [4]$$

Pour les FGMs élastiques et isotropes, les relations constitutives peuvent être écrites comme :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & 0 \\ Q_{12} & Q_{22} & 0 \\ 0 & 0 & Q_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \text{ et } \begin{Bmatrix} \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_{44} & 0 \\ 0 & Q_{55} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad [5]$$

Les coefficients de rigidité  $Q_{ij}$ , peuvent être exprimés comme :

$$Q_{11} = Q_{22} = \frac{E(z)}{1 - \nu^2}, \quad [6a]$$

$$Q_{12} = \frac{\nu E(z)}{1 - \nu^2}, \quad [6b]$$

$$Q_{44} = Q_{55} = Q_{66} = \frac{E(z)}{2(1 + \nu)}, \quad [6c]$$

## 1.4. Equations gouvernantes

Les équations de mouvement de la plaque FGM peuvent être exprimées en utilisant le principe d'énergie d'Hamilton. Le principe sous la forme analytique suivante :

$$0 = \int_0^t \delta (U_e - T) dt \quad [7]$$

Où  $\delta U$  et  $\delta T$  représentent les variations des énergies de déformation et la variation de l'énergie cinétique respectivement. Les equations de mouvement pour la plaque sandwich sont :

$$\begin{aligned} \delta u : \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} &= I_0 \ddot{u} \\ \delta v : \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{\partial y} &= I_0 \ddot{v} \\ \delta w_b : \frac{\partial^2 M_x^b}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}^b}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y^b}{\partial y^2} &= I_0 (\ddot{w}_b + \ddot{w}_s) - I_2 \left( \frac{\partial^2 \ddot{w}_b}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \ddot{w}_b}{\partial y^2} \right) \\ \delta w_s : \frac{\partial^2 M_x^s}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}^s}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y^s}{\partial y^2} + \frac{\partial S_{xz}^s}{\partial x} + \frac{\partial S_{yz}^s}{\partial y} &= I_0 (\ddot{w}_b + \ddot{w}_s) - \frac{I_2}{84} \left( \frac{\partial^2 \ddot{w}_b}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \ddot{w}_b}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad [8]$$

Equations (8) peuvent être exprimées en termes des déplacements ( $u, v, w_b, w_s$ ). Pour la plaque de FGM, les équations d'équilibre (8) prennent la forme :

$$\begin{aligned} A_{11} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + A_{66} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + (A_{12} + A_{66}) \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} - B_{11} \frac{\partial^3 w_b}{\partial x^3} - (B_{12} + 2B_{66}) \frac{\partial^3 w_b}{\partial x \partial y^2} \\ - B_{11} \frac{\partial^3 w_s}{\partial x^3} - (B_{12} + 2B_{66}^s) \frac{\partial^3 w_s}{\partial x \partial y^2} = I_0 \ddot{u} \end{aligned} \quad [9a]$$

$$\begin{aligned} (A_{12} + A_{66}) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + A_{66} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + A_{22} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} - (B_{12} + 2B_{66}) \frac{\partial^3 w_b}{\partial x^2 \partial y} \\ - B_{22} \frac{\partial^3 w_b}{\partial y^3} - B_{22} \frac{\partial^3 w_s}{\partial y^3} - (B_{12} + 2B_{66}^s) \frac{\partial^3 w_s}{\partial x^2 \partial y} = I_0 \ddot{v} \end{aligned} \quad [9b]$$

$$\begin{aligned} B_{11} \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} + (B_{12} + 2B_{66}) \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial y^2} + (B_{12} + 2B_{66}) \frac{\partial^3 v}{\partial x^2 \partial y} + B_{22} \frac{\partial^3 v}{\partial y^3} - D_{11} \frac{\partial^4 w_b}{\partial x^4} \\ - 2(D_{12} + 2D_{66}) \frac{\partial^4 w_b}{\partial x^2 \partial y^2} - D_{22} \frac{\partial^4 w_b}{\partial y^4} - D_{11} \frac{\partial^4 w_s}{\partial x^4} - 2(D_{12}^s + 2D_{66}^s) \frac{\partial^4 w_s}{\partial x^2 \partial y^2} \\ - D_{22}^s \frac{\partial^4 w_s}{\partial y^4} = I_0 (\ddot{w}_b + \ddot{w}_s) - I_2 \nabla^2 \ddot{w}_b \end{aligned} \quad [9c]$$

$$\begin{aligned} B_{11} \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} + (B_{12} + 2B_{66}^s) \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial y^2} + (B_{12} + 2B_{66}^s) \frac{\partial^3 v}{\partial x^2 \partial y} + B_{22} \frac{\partial^3 v}{\partial y^3} - D_{11} \frac{\partial^4 w_b}{\partial x^4} - 2(D_{12}^s + 2D_{66}^s) \frac{\partial^4 w_b}{\partial x^2 \partial y^2} \\ - D_{22}^s \frac{\partial^4 w_b}{\partial y^4} - H_{11} \frac{\partial^4 w_s}{\partial x^4} - 2(H_{12}^s + 2H_{66}^s) \frac{\partial^4 w_s}{\partial x^2 \partial y^2} - H_{22}^s \frac{\partial^4 w_s}{\partial y^4} + A_{55} \frac{\partial^2 w_s}{\partial x^2} + A_{44} \frac{\partial^2 w_s}{\partial y^2} = \\ I_0 (\ddot{w}_b + \ddot{w}_s) - \frac{I_2}{84} \nabla^2 \ddot{w}_b \end{aligned} \quad [9d]$$

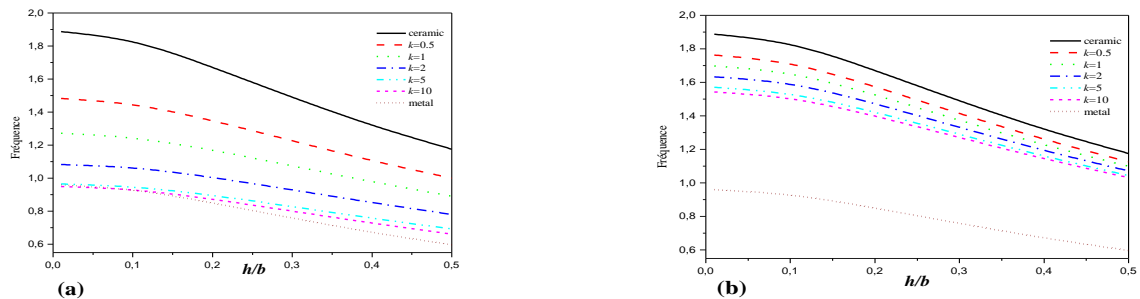
### 1.5. Une analyse aux valeurs propres pour les problèmes de vibration

Les équations, ci-dessous, des valeurs propres pour n'importe quelle valeur fixe de m et n, pour le problème de vibration peut être écrite comme :

$$([K] - \omega^2 [M])\{\Delta\} = \{0\} \quad [10]$$

## 2. Résultats Numériques et Discussions

La figure 2 montre les paramètres de fréquences fondamentaux en fonction du rapport épaisseur - côté des plaques sandwiches P - FGM simplement appuyées. Les fréquences sont maximales pour les plaques en céramiques et minimales pour les plaques en métal. On constate que les résultats augmentent lentement lorsque la quantité de la céramique augmente dans la plaque sandwich. Il est montré que l'effet de l'indice  $k$  sur la plaque sandwich 1-0-1 sans la couche du cœur homogène, est plus grand que celle de sandwich 1-8-1 avec un cœur rigide et homogène.



**Figure 2.** Fréquences fondamentales des plaques sandwiches P-FGM avec un cœur rigide et homogène : (a) plaque sandwich FGM 1-0-1, (b) plaque sandwich FGM 1-8-1.

### 3. Conclusion

La théorie raffinée proposée est exacte et simple pour la résolution du comportement des vibrations libres des plaques sandwiches en FGM. La théorie prend en compte les effets de cisaillement transversal et la distribution parabolique des contraintes de cisaillement transversales à travers l'épaisseur de la plaque.

### 4. Bibliographie

- [Bao 95]. Young, G., Wang, L., « Multiple cracking in functionally graded ceramic/metal coatings », *International Journal of Solids and Structures*, 32, 2853–2871, 1995.
- [Mar 99] Marur, P.R., « Fracture Behaviour of Functionally Graded Materials », *PhD Thesis, Auburn University, Alabama*, 1999.
- [Li 08] Li, Q., Iu, V.P., Kou, K.P. « Three-dimensional vibration analysis of functionally graded material sandwich plates », *Journal of Sound and Vibration*, 311, 498–515, 2008.

# Analyse du comportement mécanique des poutres à gradient variable type FGM

Abdelkader SAFA<sup>1,3</sup>, Lazreg HADJI<sup>2</sup>, Faïçal BOURAADA<sup>3</sup>, ADDA Bedia EA<sup>3</sup>.

<sup>1</sup> Département de Génie Civil, Université Ahmed Zabana de Relizane, 48000, Algérie, safaabk@yahoo.fr

<sup>2</sup> Département de Génie Civil, Université Ibn Khaldoun, BP 78 Zaaroura, 14000 Tiaret, Algérie.

<sup>3</sup> Laboratoire des Matériaux & Hydrologie, Université de Sidi Bel Abbes, Algérie.

---

**RÉSUMÉ.** Dans ce papier, une théorie de cisaillement des poutres d'ordre élevé est développée pour l'analyse statique des poutres à gradient de propriétés type FGM. La théorie présentée n'exige pas des facteurs de correction de cisaillement, et donne lieu à des variations parabolique des contraintes de cisaillement transversale à travers l'épaisseur pour satisfaire les conditions des contraintes de cisaillement nulles dans les faces supérieur et inférieur de la poutre. Dans cette étude on suppose que le module de Young de la poutre varie dans le sens de l'épaisseur selon une simple loi de puissance P-FGM. Les équations d'équilibre pour la poutre FGM ont été trouvées en appliquant le principe des travaux virtuels. La solution de type Navier à été utilisé pour obtenir les résultats en terme des déplacements et des contraintes normales et de cisaillement à travers l'épaisseur de la poutre. Différentes théories de cisaillement d'ordre élevé et la théorie classique des poutres ont été utilisés. La validité de la présente théorie est montrée en comparant certains résultats obtenus avec ceux disponibles dans la littérature.

**MOTS-CLEFS :** Poutre, FGM, Statique, Déformation, Solution de Navier.

---

**ABSTRACT.** In this paper, a higher order shear deformation beam theory is developed for static analysis of functionally graded beams. The theory account for higher-order variation of transverse shear strain through the depth of the beam and satisfies the zero traction boundary conditions on the surfaces of the beam without using shear correction factors. The material properties of the functionally graded beam are assumed to vary according to power law distribution of the volume fraction of the constituents. Based on the present higher-order shear deformation beam theory, the equilibrium equations are derived from principle of virtual displacements. Navier type solution method was used to obtain results. Different higher order shear deformation theories and classical beam theories were used in the analysis. A static is given for different material properties. The accuracy of the present solutions is verified by comparing the obtained results with the existing solutions.

**KEY WORDS:** Beam, FGM, Static, Deformation, Navier Solution.

---

## 1. Introduction

L'utilisation des structures comme poutres, plaques et coques, qui sont fabriqués à partir des matériaux FGM, est en augmentation en raison de la variation continue et gradué des propriétés des matériaux. Cette variation permet une répartition continue des contraintes dans les structures FGM, tandis que la répartition des contraintes discontinues apparaît dans un autre type de matériaux avancés, comme les composites laminés. Depuis l'utilisation de ces matériaux FGM dans les domaines de l'aérospatiale, de l'automobile et des éléments de la machine, la compréhension de leur comportement mécanique est importante.

Le présent travail porte sur l'analyse du comportement statique des poutres simplement appuyées en matériau FGM en utilisant une approche simplifiée de déformation des poutres. Dans cette étude on suppose que le module de Young de la poutre FGM varie dans le sens de l'épaisseur selon une simple loi de puissance P-FGM. Les équations d'équilibres pour la poutre FGM ont été trouvées en appliquant le principe des travaux virtuels. La validité de la présente théorie est montrée en comparant certains résultats obtenus avec ceux disponibles dans la littérature.

## 2. Formulation théorique

### 2.1. Propriétés des matériaux

Les propriétés du FGM varient continuellement due au changement gradué de la fraction volumique des matériaux constitutifs (céramique et métal), généralement dans le sens de l'épaisseur. La fonction de loi de puissance est couramment utilisée pour décrire ces variations des propriétés des matériaux.



La fraction volumique de la poutre P-FGM est supposé varier suivant l'épaisseur de la poutre selon une fonction simple en loi de puissance :

$$g(z) = \left( \frac{z}{h} + \frac{1}{2} \right)^P \quad (1)$$

Où,  $g$  désigne la fonction de la fraction volumique de la poutre;  $P$  est l'indice de puissance qui décrit le profil de variation des matériaux suivant l'épaisseur.

Les propriétés matérielles effectives, comme le module de Young  $E$ , coefficient de Poisson  $\nu$ , et la densité de masse  $\rho$ , peuvent être exprimée par une loi de mélange comme :

$$P(z) = (P_1 - P_2)g(z) + P_2 \quad (2)$$

Où  $P_1$  and  $P_2$  sont les propriétés des faces supérieures et inférieures de la poutre FGM.

## 2.2. Description du problème et équations de base

Considérons le cas d'une poutre FGM, voir la Fig.1, de longueur  $L$  et d'épaisseur uniforme  $h$ . Les faces supérieure et inférieure de la poutre FGM sont à  $z = \pm h/2$ .

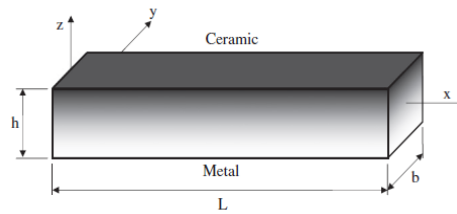


Figure 1. Géométrie de la poutre FGM.

On suppose que le module de Young de la poutre FGM varie à travers l'épaisseur selon une loi de puissance P-FGM comme :

$$E(z) = (E_1 - E_2)g(z) + E_2 \quad (3)$$

Où  $E_1$  and  $E_2$  sont les modules de Young des faces supérieures et inférieures de la poutre FGM, respectivement.

Selon cette distribution, la surface inférieure ( $z = -h/2$ ) de la poutre FGM est en métal, tandis que la surface supérieure ( $z = h/2$ ) est en céramique, et pour différentes valeurs de  $p$  on peut obtenir les différentes fractions volumiques du FGM.

## 2.3. Champ de déplacement

Le champ de déplacement utilisé dans cette étude est:

$$u(x, z, t) = u_0(x, t) - z \frac{\partial w_b}{\partial x} - f(z) \frac{\partial w_s}{\partial x} \quad (4)$$

$$w(x, z, t) = w_b(x, t) + w_s(x, t) \quad (5)$$

avec  $u_0$  est le déplacement de ligne moyenne dans la direction de  $x$  et  $w_b$  et  $w_s$  sont les déplacement de flexion et de cisaillement.

Où  $f(z)$  représente la fonction de distribution des contraintes de cisaillement à travers l'épaisseur de la poutre qui est donnée sous la forme :

$$f(z) = z - \frac{1}{2} z \left( \frac{1}{4} h^2 - \frac{1}{3} z^2 \right) \quad (6)$$

## 2.4. Equations d'équilibre

Les équations d'équilibres de la poutre FGM peuvent être exprimées en utilisant le principe des travaux virtuels. Le principe sous la forme analytique :

$$\delta w_{\text{ext}}(\delta u) + \delta w_{\text{int}}(\delta u) = 0 \quad (7)$$

Les équations d'équilibre obtenues pour la poutre FGM sont les suivantes :

$$\delta u_0 : \frac{dN}{dx} = 0, \quad \delta w_b : \frac{d^2 M_b}{dx^2} + q = 0, \quad \delta w_s : \frac{d^2 M_s}{dx^2} + \frac{dQ}{dx} + q = 0 \quad (8)$$

Où  $N$ ,  $M_b$ ,  $M_s$  et  $Q$  sont les l'effort normal, moment de flexion, moment de cisaillement et effort tranchant respectivement.

## 2.5. Solution analytique

Les équations d'équilibres admettent la solution de Navier pour les poutres simplement appuyées. Les variables  $u_0, w_b, w_s$  et la force extérieure pour le cas de charge uniformément répartie peuvent être écrit en supposant les variations suivantes :

$$\begin{cases} u_0 \\ w_b \\ w_s \end{cases} = \sum_{m=1}^{\infty} \begin{cases} U_m \cos(\lambda x) \\ W_{bm} \sin(\lambda x) \\ W_{sm} \sin(\lambda x) \end{cases}; \quad q(x) = \sum_{m=1}^{\infty} Q_m \sin(\lambda x); \quad Q_m = \frac{2}{L} \int_0^L q(x) \sin(\lambda x) dx \quad (10)$$

Où  $U_m, W_{bm}$ , et  $W_{sm}$  sont des paramètres à déterminer, et  $\lambda = m\pi / L$ ,  $Q_m$  est l'amplitude de la charge. La solution analytiques peut être obtenu par substitution des expressions de  $u_0, w_b, w_s$  et  $q$  de l'équation (10).

## 2.6. Résultats numériques et discussion

Dans cette étude, l'analyse de flexion des poutres FGM simplement appuyées par la présente théorie est effectuée pour discussion. Pour la poutre FGM, les propriétés matérielles utilisées dans la présente étude sont : Céramique (P1, alumine,  $Al_2O_3$ ),  $E_c=380\text{GPa}$ ,  $\nu=0.3$ . Métal (P2, Aluminium, Al),  $E_m=70\text{GPa}$ ,  $\nu=0.3$ .

Les résultats numériques sont présentés en termes des flèches, déplacement, et contraintes adimensionnelles définies comme :

$$\begin{aligned} \bar{u} &= 100 \frac{E_m h^3}{q_0 L^4} u \left( 0, -\frac{h}{2} \right), & \bar{w} &= 100 \frac{E_m h^3}{q_0 L^4} w \left( \frac{L}{2} \right), \\ \bar{\sigma}_x &= \frac{h}{q_0 L} \sigma_x \left( \frac{L}{2}, \frac{h}{2} \right), & \bar{\tau}_{xz} &= \frac{h}{q_0 L} \tau_{xz} (0, 0) \end{aligned}$$

Le tableau 2 présente une comparaison des résultats des déplacements et des contraintes des poutres FGM sous charge uniforme pour différentes valeurs de d'indice matériel  $p$  et du rapport  $L/h$ . Les résultats obtenus sont comparés avec les résultats analytiques des autres théories de cisaillement (ESDBT, SSDBT, PSDBT) proposés par [2]. Le tableau 3 montre les différentes formes des fonctions de cisaillement utilisé dans la comparaison. À partir des résultats présentés dans le tableau 2, on peut constater que les résultats de cette approche simplifiée de déformation montrent un bon accord avec ceux obtenus par les autres théories de cisaillement des poutres pour différentes valeurs d'indice de loi de puissance  $p$  et le rapport  $L/h$  [2]. On remarque aussi que la théorie classique des poutres CBT donne des résultats inférieurs de la flèches par rapports aux théories de cisaillement qui du à la négligence des l'effet de cisaillement.

Tableau 2. Déplacements et contraintes adimensionnel pour une poutre FGM sous charge uniforme.

	Théories	L/h = 5			L/h = 20		
		$\bar{w}$	$\bar{\sigma}_x$	$\bar{\tau}_{xz}$	$\bar{w}$	$\bar{\sigma}_x$	$\bar{\tau}_{xz}$
0	CBT	2.8783	3.7500	-	2.8783	15.0000	-
	ESDBT	3.1635	3.8083	0.776	2.8961	15.0145	0.7908
	SSDBT	3.1649	3.8052	0.754	2.8962	15.0137	0.7672
	PSDBT	3.1654	3.8019	0.733	2.8962	15.0129	0.7437
	Present	3.1654	3.8019	0.733	2.8962	15.0129	0.7437
1	CBT	5.7746	5.7958	-	5.7746	23.1834	-
	ESDBT	6.2563	5.8944	0.776	5.8047	23.2078	0.7908
	SSDBT	6.2586	5.8891	0.754	5.8049	23.2065	0.7672
	PSDBT	6.2594	5.8835	0.733	5.8049	23.2051	0.7437
	Present	6.2594	5.8835	0.733	5.8049	23.2051	0.7437
5	CBT	8.7508	7.9428	-	8.7508	31.7711	-
	ESDBT	9.8414	8.1329	0.640	8.8191	31.8184	0.6554
	SSDBT	9.8367	8.1219	0.615	8.8188	31.8156	0.6282
	PSDBT	9.8281	8.1104	0.590	8.8182	31.8127	0.6013
	Present	9.8281	8.1104	0.590	8.8182	31.8127	0.6013
10	CBT	9.6072	9.5228	-	9.6072	38.0912	-
	ESDBT	10.9404	9.7343	0.694	9.6907	38.1438	0.7106
	SSDBT	10.9419	9.7236	0.670	9.6908	38.1411	0.6847
	PSDBT	10.9381	9.7119	0.646	9.6905	38.1382	0.6586
	Present	10.9381	9.7119	0.646	9.6905	38.1382	0.6586

Tableau 3. Différentes forme des fonctions de cisaillement  $f(z)$ .

Modèle	$f(z)$
PSDBT de Reddy	$z \left( 1 - \frac{4z^2}{3h^2} \right)$
SSDBT de Touratier	$\frac{h}{\pi} \sin \left( \frac{\pi z}{h} \right)$
ESDBT de Karama	$z e^{-2(z/h)^2}$
CBT	0

La figure 2 montre la variation du déplacement transversal adimensionnel  $\bar{w}$  en fonction du rapport  $x/L$  en utilisant la présente théorie et la théorie de cisaillement de Reddy PSDBT pour différentes valeurs de l'indice de matériel  $p$ .

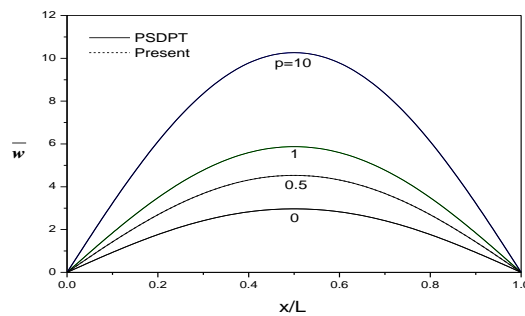


Figure 2. Variation du déplacement transversal  $\bar{w}$  en fonction du rapport adimensionnel ( $x/L$ ) de la poutre FGM ( $L=5h$ ).

On remarque que la présente théorie des poutres raffinées donne des résultats presque identiques avec la théorie PSDBT. En outre, les résultats montrent que l'augmentation de l'indice matériel  $p$  conduit à une augmentation du déplacement transversal  $W$ . La poutre entièrement céramique ( $p=0$ ) donne la plus faible flèche, tandis que la poutre entièrement métallique ( $p=\infty$ ) donne la plus grande valeur de la flèche.

### Conclusion

Cette étude porte sur l'analyse du comportement statique des poutres P-FGM simplement appuyées en utilisant une approche simplifiée de déformation des poutres. Le module de Young est supposé varier dans la direction de l'épaisseur de la poutre FGM en fonction de la loi de puissance. Les équations d'équilibres ont été trouvées en utilisant le principe des travaux virtuels. Solution de type Navier a été utilisé pour obtenir les résultats. Des résultats sous forme des déplacements et des contraintes adimensionnels sont calculés et comparés à ceux disponibles dans la littérature. En conclusion, nous pouvons dire que toutes les études comparatives ont démontré que la présente théorie proposée donne des solutions qui sont presque identiques à ceux obtenus avec d'autres théories de déformation de cisaillement des poutres.

### Références

- [1] Marur, P. R. Fracture Behaviour of Functionally Graded Materials, Ph. D. dissertation, Auburn University, Alabama (1999).
- [2] Huu, Huu-Tai Thai, Thuc P., Bending and free vibration of functionally graded beams using various higher-order shear deformation beam theories, International Journal of Mechanical Sciences 62, 57–66, 2012.
- [3] Simsek M. Fundamental frequency analysis of functionally graded beams by using different higher-order beam theories. Nucl Eng Des 2010;240(4): 697–705.
- [4] Huu, Huu-Tai Thai, Thuc P., Bending and free vibration of functionally graded beams using various higher-order shear deformation beam theories, International Journal of Mechanical Sciences 62, 57–66, 2012.

---

# Analyse en flexion des plaques FGM sur fondation élastique

Nebab Mokhtar<sup>1</sup>, Ait Atmane Hassen<sup>2</sup>, Bennai Riadh<sup>3</sup>

<sup>1</sup> LsME, Hassiba Benbouali Université de Chlef, B.P.151, 02000, Esselam, Chlef, Algérie

[m.nebab@univ-chlef.dz](mailto:m.nebab@univ-chlef.dz)

<sup>2</sup> Lm&H, Université Djillali Liabès de Sidi Bel Abbès BP 89 Cite' Ben M'hidi, 22000 Sidi Bel Abbès, Algérie

[aitatmane2000@yahoo.fr](mailto:aitatmane2000@yahoo.fr)

<sup>3</sup> LsME, Hassiba Benbouali Université de Chlef, B.P.151, 02000, Esselam, Chlef, Algérie

[r.bennai@yahoo.fr](mailto:r.bennai@yahoo.fr)

---

*RÉSUMÉ. Dans ce travail, l'analyse statique des plaques de matériaux fonctionnellement gradués sur une assise élastique des paramètres de Winkler / Pasternak a été développée en utilisant la théorie du premier ordre de la déformation par cisaillement. Dans cette théorie a été pris en compte le coefficient de déformation de cisaillement correctrice et axe neutre de plaque fonctionnellement graduées est déterminée. Les propriétés matérielles à gradation fonctionnelle suivent une fonction de loi de puissance. On a obtenu la dérivation des équations de mouvement par le principe de Hamilton. Les solutions analytiques des équations des mouvements sont présentées pour des plaques graduellement fonctionnelles simplement appuyées en utilisant des séries de Fourier. Les résultats sont comparés avec la théorie supérieure de cisaillement pour vérifier la validité de la théorie développée. Les effets du paramètre de fondation élastique sur la contrainte et les déplacements sont étudiés.*

*ABSTRACT. In this work, static analysis of the functionally graded materials plates (FGM) on Winkler / Pasternak parameter elastic foundation has developed using the first shear deformation theory. In this theory was taken into account coefficient corrector shear deformation and neutral surface of functionally graded plates is determined. The functionally graded material properties follow a power law function. It obtained the derivation of the equations of motion by the principle of Hamilton. Analytical Solutions of motions equations are presented for simply supported functionally graded plates using Fourier series. The results are compared with height shear deformation verify the validity of the developed theory. Effects of the parameter of elastic foundation on the stress and displacements are investigated.*

*MOTS-CLÉS : Analyse statique, Assise élastique, plaques de matériaux fonctionnellement gradués, théorie du premier ordre de la déformation par cisaillement (FSDT).*

*KEY WORDS: Static analysis, Elastic foundation, functionally graded materials plates, First shear deformation theory (FSDT).*

---

## 1. Introduction

Les matériaux à gradient fonctionnel (functionally graded materials : FGM) sont une nouvelle classe de matériaux composites dont la microstructure et la composition varient graduellement et continûment avec la position de manière à optimiser les performances mécaniques et thermiques de la structure qu'ils constituent. Ces matériaux peuvent être fabriqués en variant le pourcentage du contenu de deux ou plusieurs matériaux tel que les nouveaux matériaux qui ont la gradation de propriété désirée dans des directions spatiales. La gradation dans les propriétés des matériaux réduit les contraintes thermiques, les contraintes résiduelles et les facteurs de concentration de contrainte trouvés dans les composites stratifiés.

Zenkour, a présenté une étude de plaques à gradations fonctionnelles reposant sur des fondations de Winkler-Pasternak dans diverses conditions aux limites en utilisant la théorie de déformation de cisaillement hyperbolique. Taibi et al. ont présenté le comportement de déformation thermomécanique de plaques sandwich à gradient fonctionnel déformable par cisaillement reposant sur une fondation élastique à deux paramètres (modèle Pasternak). Huang et al. ont étudié les solutions de référence pour les plaques FGM (functionally graded materials) épaisses reposant sur les fondations élastiques de Winkler Pasternak en utilisant la théorie de l'élasticité tridimensionnelles (3D). Lu et al., basée sur la théorie de l'élasticité tridimensionnelles (3D), a étudié l'analyse des vibrations libres des plaques épaisses FG reposant sur des fondations élastiques. Malekzadeh a étudié l'analyse des vibrations libres de FG épaisses reposant sur des fondations élastiques basées sur la théorie de l'élasticité tridimensionnelles(3D).

D'où, pour simplifier les équations gouvernantes pour la plaque FGM dans le présent travail, le système de coordonnées est localisé à la surface neutre physique de la plaque. Un modèle de déplacement général pour l'analyse de la flexion et des contraintes est développé pour les plaques FG reposant sur des fondations élastiques à un ou deux paramètres.

## 2. Formulation

### 2.1. Géométries et matériaux

Considérant une plaque rectangulaire en FGM d'épaisseur  $h$ , de longueur  $a$ , et d'épaisseur  $b$ , mentionné par rapport aux coordonnées cartésiennes rectangulaires  $(x, y, z)$ . Le plan  $x - y$  est pris pour être le mi-plan de la non-déformé du plan de la plaque et l'axe  $z$  est perpendiculaire au plan  $x - y$ . Les propriétés matérielles non homogènes de la plaque FGM, en fonction de la coordonnée d'épaisseur comme suit

$$P(z) = P_M + (P_C - P_M) \left( \frac{z_{ns} + C}{h} + \frac{1}{2} \right)^k \quad [1]$$

Où  $P_M$  et  $P_C$  sont les propriétés correspondantes du métal et de la céramique, respectivement, et  $k$  est le paramètre matériel. De plus, le paramètre  $C$  est la distance entre la surface neutre et la surface médiane. La position de la surface neutre de la plaque FGM est déterminée pour satisfaire le premier moment par rapport au module de Young étant zéro comme suit

$$C = \frac{\int_{-h/2}^{h/2} E(z_{ms}) z_{ms} dz_{ms}}{\int_{-h/2}^{h/2} E(z_{ms}) dz_{ms}} \quad [2]$$

### 2.2. Cinématiques and Constitutive Equations

Champ de déplacement basé sur la présente théorie du première ordre de la déformation par cisaillement (FDST) avec surface physique neutre décrite comme suit

$$\begin{aligned} u(x, y, z_{ns}, t) &= u_0(x, y, t) + z_{ns} \varphi_x \\ v(x, y, z_{ns}, t) &= v_0(x, y, t) + z_{ns} \varphi_y \\ w(x, y, z_{ns}, t) &= w(x, y, t) \end{aligned} \quad [3]$$

### 2.3. Equations Of Motion

Les équations d'équilibre qui gouvernent peuvent être dérivées en utilisant le principe Hamilton. Les équations d'équilibre associées à la présente théorie du premier ordre de la déformation par cisaillement (FDST) sont

$$\begin{aligned}
 \delta u_0 : \quad & \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} = 0 \\
 \delta v_0 : \quad & \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{\partial y} = 0 \\
 \delta \varphi_x : \quad & \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} - Q_{xz} = 0 \\
 \delta \varphi_y : \quad & \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y} - Q_{yz} = 0 \\
 \delta w : \quad & \frac{\partial Q_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial Q_{yz}}{\partial y} - f_e + q = 0
 \end{aligned} \tag{5}$$

#### 2.4. Solution de Navier

Pour la solution analytique de l'équation 5, la méthode Navier est utilisée dans les conditions aux limites spécifiées :

$$\begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \varphi_x \\ \varphi_y \\ w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_{mn} \cos(\lambda x) \sin(\mu y) \\ V_{mn} \sin(\lambda x) \cos(\mu y) \\ W_{mn} \sin(\lambda x) \sin(\mu y) \\ X_{mn} \sin(\lambda x) \sin(\mu y) \\ Y_{mn} \sin(\lambda x) \sin(\mu y) \end{Bmatrix} \tag{6}$$

Où,  $U_{mn}$ ,  $V_{mn}$ ,  $W_{mn}$ , et  $X_{mn}$ , et arbitrairement sont les paramètres à déterminer  $\lambda = m\pi/a$ ,  $\mu = n\pi/b$ . Pour le cas de la distribution de la charge sinusoïdale, nous avons

$$q = q_0 \sin\left(\frac{\pi}{a} x\right) \sin\left(\frac{\pi}{b} y\right) \tag{7}$$

Où,  $q_0$  représente l'intensité de la charge au centre de la plaque. Remplacer l'équation (7 et 8) dans l'équation (5), des solutions analytiques peuvent être obtenues sous la forme:

$$[C]\{\Delta\} = \{P\} \tag{6}$$

### 3. Résultats

La plaque FGM est considérée comme étant en aluminium et d'alumine avec les propriétés des matériaux suivants : Métal (aluminium, Al) :  $E_M = 70$  GPa ;  $\rho_m = 2702$  kg / m<sup>3</sup>.  $\nu = 0,3$ . Céramique (alumine, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) :  $E_C = 380$  GPa;  $\rho_m = 3800$  kg / m<sup>3</sup>.  $\nu = 0,3$

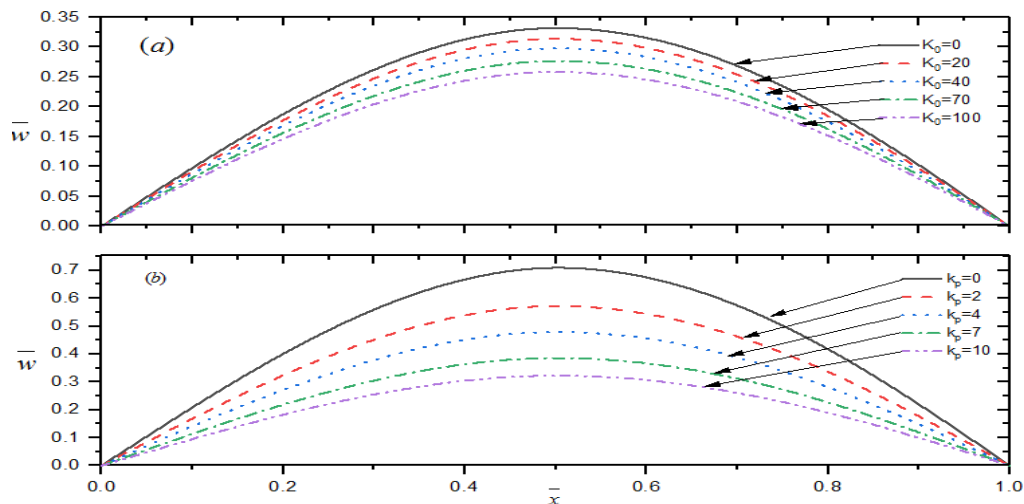
**Tableau 1.** Effets de l'exposant de la fraction volumique sur les contraintes adimensionnelles et les déformations d'une plaque carrée FG soumise à une charge sinusoïdale

k	$\bar{w}$		$\bar{\sigma}_x$		$\bar{\sigma}_y$		$\bar{\sigma}_{xy}$		$\bar{\sigma}_{yz}$		$\bar{\sigma}_{xz}$	
	present	RTP	present	RTP	present	RTP	present	RTP	present	RTP	present	RTP
Ceramic	0.2961	0.2961	1.9758	1.9943	1.3172	1.3124	0.1910	0.2121	0.1910	0.2386	0.7092	0.7067
1	0.5890	0.5890	3.0537	3.0850	1.4968	1.4898	0.2348	0.2608	0.1910	0.2386	0.6125	0.6111
2	0.7552	0.7573	3.5657	3.6067	1.4057	1.3960	0.2289	0.2737	0.1625	0.2186	0.5459	0.5442
3	0.8324	0.8375	3.8217	3.8709	1.2872	1.2756	0.2096	0.2677	0.1408	0.2024	0.5547	0.5526
4	0.8736	0.8816	4.0101	4.0655	1.1922	1.1794	0.1899	0.2537	0.1293	0.1944	0.5693	0.5669
5	0.9014	0.9112	4.1848	4.2447	1.1176	1.1041	0.1740	0.2385	0.1251	0.1930	0.5783	0.5757
Metal	1.6072	1.6074	1.9758	1.9943	1.3172	1.3124	0.1910	0.2121	0.1910	0.2386	0.7092	0.7067

Dans le premier exemple, une plaque carrée Al / Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> épaisse ( $a/h = 10$ ) soumise à une charge sinusoïdale est examinée. Le tableau 1 montre les effets de l'indice de loi de puissance k sur les déplacements et les



contraintes sans dimension. Donc on peut conclure qu'en général, les résultats sont en bon accord avec ceux obtenus par théorie raffinée (RTP) de mechab et al 2010 pour toutes les valeurs de l'indice de loi d puissance considérées, À part le cas des contraintes de cisaillement transversaux  $\overline{\sigma_{xy}}$  et  $\overline{\sigma_{yz}}$  Où on remarque une légère différence entre la présente théorie et la RTP. Cela est dû au faite que la présente théorie enfreint les conditions aux limites de contraintes libres sur la surface de la plaque.



**Figure 1.** La déflexion sans dimension  $\overline{w}$  de la plaque FGM carrée sur fondation élastique.

Dans la figure 1a et b, est présentée La déflexion adimensionnelle  $\overline{w}$  de la plaque FGM carrée sur fondation élastique à partir de la coordonnée d'épaisseur  $z$ . En conclusion, les déplacements transversaux sont diminués lors de l'existence de la fondation élastique. Les chiffres montrent clairement que la rigidité de couche cisaillement de la fondation (le coefficient de Pasternak  $k_p$ ) est plus efficace que le coefficient de Winkler pour diminuer les déplacements.

#### 4. Conclusion

l'analyse en flexion de plaques FGM sur des fondations élastiques a été développée en supposant que les déplacements transversaux en cisaillement utilisent une théorie simple. Le présent procédé est basé sur la théorie de l'élasticité bidimensionnelle et prend en compte l'effet des contraintes transversales de cisaillement en tenant compte du correcteur de cisaillement et de la surface neutre déterminée de la plaque FGM. Les équations du mouvement et les conditions aux limites associées sont obtenues en utilisant le principe de Hamilton. Pour la solution analytique de la plaque de FGM avec des conditions aux limites simplement supportées, la méthode de Navier a été utilisée. Afin de prouver l'exactitude de la présente théorie, les résultats de la théorie actuelle ont été comparés aux résultats publiés d'autres théories de déformation par cisaillement.

#### 5. Bibliographie

- [HUA 08] Lü, C. F., C. W. Lim, and W. Q. Chen. "Exact Solutions for Free Vibrations of Functionally Graded Thick Plates on Elastic Foundations." *Mechanics of Advanced Materials and Structures* 16, no. 8 (2009/10/30 2009): 576-84.
- Malekzadeh, P. "Three-Dimensional Free Vibration Analysis of Thick Functionally Graded Plates on Elastic Foundations." *Composite Structures* 89, no. 3 (2009/07/01/ 2009): 367-73.
- Taibi, Fatima Zahra, Samir Benyoucef, Abdelouahed Tounsi, Rabbab Bachir Bouiadjra, El Abbas Adda Bedia, and SR Mahmoud. "A Simple Shear Deformation Theory for Thermo-Mechanical Behaviour of Functionally Graded Sandwich Plates on Elastic Foundations." *Journal of Sandwich Structures & Materials* 17, no. 2 (2015): 99-129.
- Zenkour, A. M., and A. F. Radwan. "Compressive Study of Functionally Graded Plates Resting on Winkler-Pasternak Foundations under Various Boundary Conditions Using Hyperbolic Shear Deformation Theory." *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 18, no. 2 (2018/02/01/ 2018): 645-58.

# Caractérisation de l'Hétérogénéité des Granulats de Béton Recyclés

Eliane Khoury<sup>1,2</sup>, Weslei Ambrós<sup>3</sup>, Bogdan Cazacliu<sup>1</sup>, Carlos Hoffmann Sampaio<sup>3</sup>, Sébastien Remond<sup>2</sup>

<sup>1</sup> IFSTTAR, MAST- GPEM- Granulats Procédés et Elaboration des Matériaux, Route de Bouaye-CS4, 44344 Bouguenais, France

<sup>2</sup> IMT Lille Douai, Univ. Lille, EA 4515 - LGCgE – Laboratoire de Génie Civil et géoEnvironnement, F-59000 Lille, France

<sup>3</sup> Mineral Processing Laboratory, Federal University of Rio Grande do Sul, 9500 Bento Gonçalves Avenue, Zip Code: 91501-970, Porto Alegre, Brazil

[eliane\\_khoury@live.com](mailto:eliane_khoury@live.com), [weslei.ambrós@ufrgs.br](mailto:weslei.ambrós@ufrgs.br), [bogdan.cazacliu@ifsttar.fr](mailto:bogdan.cazacliu@ifsttar.fr), [sampaio@ufrgs.br](mailto:sampaio@ufrgs.br), [sebastien.remond@imt-lille-douai.fr](mailto:sebastien.remond@imt-lille-douai.fr)

## Résumé

*In situ*, le béton concassé obtenu provenant des déchets de construction et de démolition est toujours mélangé avec d'autres matériaux concassés tels que l'asphalte, la brique, le gypse, le verre ... Dans la littérature, des jigs ont été proposés pour concentrer les particules de béton et / ou diminuer les impuretés d'un granulats recyclé mélangé à la suite d'un tri par densité.

Les Granulats de béton recyclés (GBR) sont composés principalement de deux matériaux différents : le granulats naturel (gravillon ou sable) et la pâte de ciment attachée. Il est généralement admis que plus la taille des GBR est fine, plus la quantité de pâte de ciment collée est importante.

Dans cette étude, l'hétérogénéité d'une classe granulaire étroite des GBR (6.3/10) a été étudiée en triant les échantillons en fonction de leur densité en utilisant un jig à eau de laboratoire. Il est montré que l'absorption d'eau moyenne après une immersion pendant 24 heures est d'environ 5% pour des échantillons extraits du lot de GBR avant les essais de tri. En revanche, pour les échantillons homogènes séparés par densité, le coefficient d'absorption d'eau varie entre 2% et 9%. L'absorption des GBR suit une distribution log-normale. Cette hétérogénéité intrinsèque implique la possibilité d'avoir des échantillons représentatifs avec une précision suffisante, non seulement en ce qui concerne la taille mais aussi la composition minérale des grains dans les stocks industriels de GBR. Le jig à eau semble donc être un outil efficace pour séparer les GBR par densité et obtenir des échantillons représentatifs reconstruits pour leur caractérisation.

**Mots-clés :** granulats de béton recyclés, jig à eau, tri, hétérogénéité, teneur en pâte de ciment, absorption d'eau, densité.

## Abstract

*In situ*, crushed concrete obtained from construction and demolition wastes are always mixed with other crushed materials like brick, asphalt, gypsum, glass ... In the literature; jigs were proposed to concentrate the concrete particles and/or to diminish the impurities of a mixed recycled aggregate as a result of a density sorting.

Recycled concrete aggregates (RCA) are composed of two different materials: natural aggregate and attached cement paste. It is generally admitted that finer the RCA greater is the quantity of adhered cement paste. In this study it is shown that for a given granular class, very large disparities may be present in the adhered cement paste content, which could origin dispersion of the results of characterization tests with RCA.

The heterogeneity of a narrow granular class of crushed RCA (6.3/10 mm) was investigated by sorting samples according to their densities using a laboratory water jig. It was shown that the average water absorption after an immersion in water during 24 hours was about 5% for samples extracted from the batch of the feed RCA, before sorting tests. For the homogenous specimens separated by density, the water absorption ranged from 2% to 9%. The probability density function of the water absorption in the feed heterogeneous RCA was well estimated by a log-normal distribution. This intrinsic heterogeneity of RCA implies being able to have representative samples with sufficient accuracy, not only concerning the size but also the mineral composition of grains in the stockpiles of RCA. So, after discussing the results of this study, water jig appeared to be an efficient tool to separate RCA and to obtain representative samples for their characterization.

**Keywords:** recycled concrete aggregates, water jig, sorting, heterogeneity, cement paste content, water absorption, and density.

## 1. Introduction

De nombreux pays ont fait de gros efforts pour traiter de grandes quantités de déchets de construction et de démolition afin de les réintroduire dans le cycle de vie de la construction. Cependant, la réutilisation des granulats de béton recyclés (GBR) pour produire de nouveaux bétons recyclés (BR) n'est pas encore

largement adoptée [1]. D'autre part, différentes études visent à développer la production de BR en incorporant les GBR pour être conforme aux codes et normes applicables [2]. L'hétérogénéité des GBR est le principal argument du manque de confiance dans la faisabilité technique de leur utilisation dans de nouveaux BR [3]. En effet, une grande dispersion des résultats peut être observée dans la littérature, principalement causée par les différentes sources et la qualité des bétons d'origine qui sont recyclés [4]. Ces études montrent l'hétérogénéité des GBR et confirment la nécessité de contrôler leurs propriétés pour différentes applications et surtout pour formuler de nouveaux BR.

Une caractérisation sophistiquée (composition minérale, granulométrie, formes des particules, abrasion, densité, absorption d'eau, teneur en mortier de ciment) doit être réalisée pour mieux comprendre les impacts des GBR sur la production et la performance des BR [5]. Ainsi la première étape de caractérisation consiste à extraire un échantillon représentatif et à déterminer les différentes propriétés en fonction des voies de recyclage prévues [6]. On considère souvent que la différence entre les gravillons et les sables recyclés provient d'une plus grande quantité de pâte de ciment collés dans les sables recyclés [7]. In situ, le béton concassé obtenu à partir de déchets de construction et de démolition est toujours mélangé avec d'autres matériaux concassés tels que l'asphalte, la brique, le gypse, le verre ... . Dans la littérature, des tris avec des jigs à air ou à eau ont été proposés pour séparer les différents matériaux composants le lot [8]. Dans notre étude un jig à eau de laboratoire a été utilisé pour trier par densité des gravillons de béton recyclés d'une même fraction granulaire 6.3/10mm. L'objectif est de montrer que dans une classe granulaire donnée, des grandes disparités peuvent être présentes dans les teneurs en pâte de ciment collée, générant une dispersion importante dans les propriétés des GBR. Des échantillons des GBR produits après les essais de séparation par densité dans le jig ont été caractérisés afin d'évaluer leur distribution statistique dans le matériau d'origine.

## 2. Caractérisation des GBR classés par densité avec un jig à eau

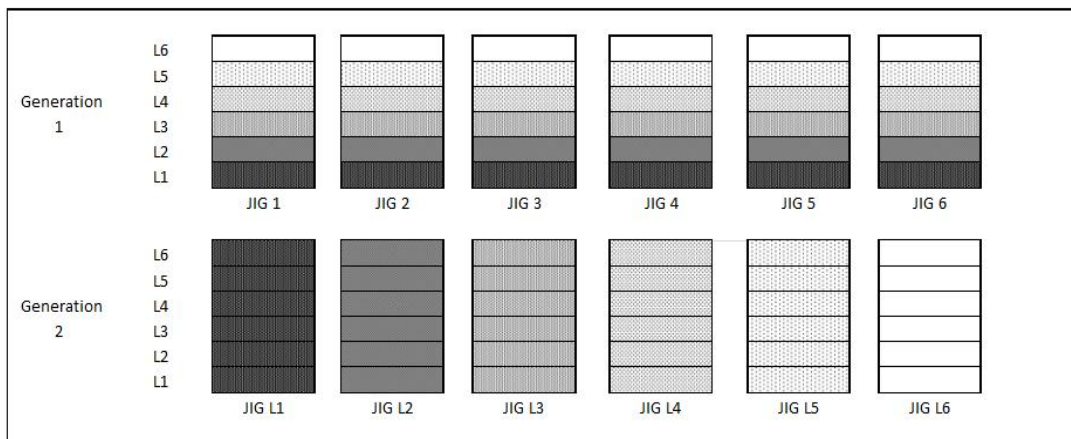


Figure 1 : Procédure expérimentale des essais de jig

Au total, deux séries d'essais de tri par densité ont été réalisées dans un jig à eau. Dans une première étape, six essais au jig ont été réalisés avec une masse de 20 kg de GBR par essai (les GBR résultant de ce premier tri sont notés Génération 1). Dans l'étape suivante, les GBR issus de la même couche (L1, L2, ..., L6) de la Génération 1 ont été mélangés et soumis à nouveau à la séparation dans le jig à eau (Génération 2). La Figure 1 schématise la procédure expérimentale des essais de tri. Les coefficients d'absorption d'eau (WA) des GBR obtenus après les deux séries d'essais (Génération 1 et Génération 2) ont ensuite été déterminés. Le coefficient d'absorption d'eau des GBR triés par densité a ensuite été déterminé selon la norme NF EN 1097-6 (coefficient d'absorption d'eau après une immersion de 24 heures,  $WA_{24h}$ ). La Figure 2 montre qu'un GBR de même fraction granulaire, ici 6.3/10 mm, possédant un coefficient

d'absorption d'eau moyen 4.9% est en réalité un matériau très hétérogène avec un coefficient d'absorption d'eau variant entre 2% et 9%.

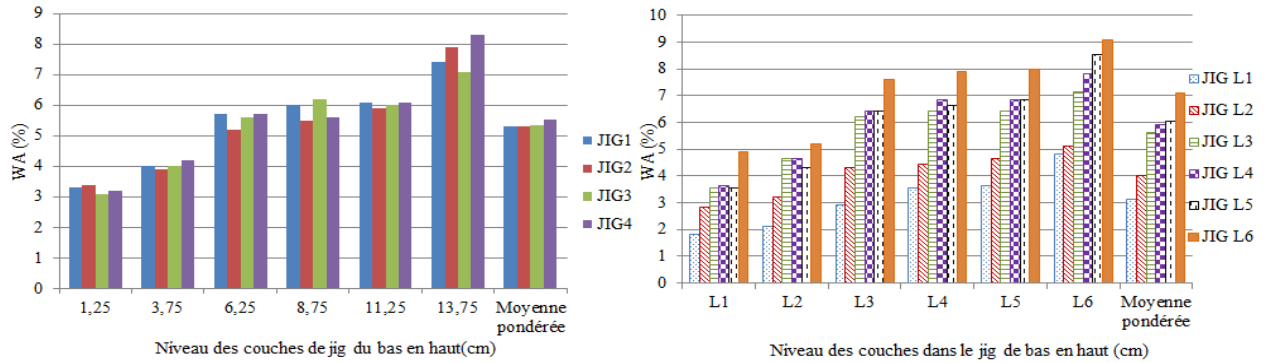


Figure 2 : Coefficient d'absorption d'eau des GBR 6.3/10 triés par densité avec le jig à eau (à droite GBR issus de la Génération 1, à gauche ceux issus de la Génération 2)

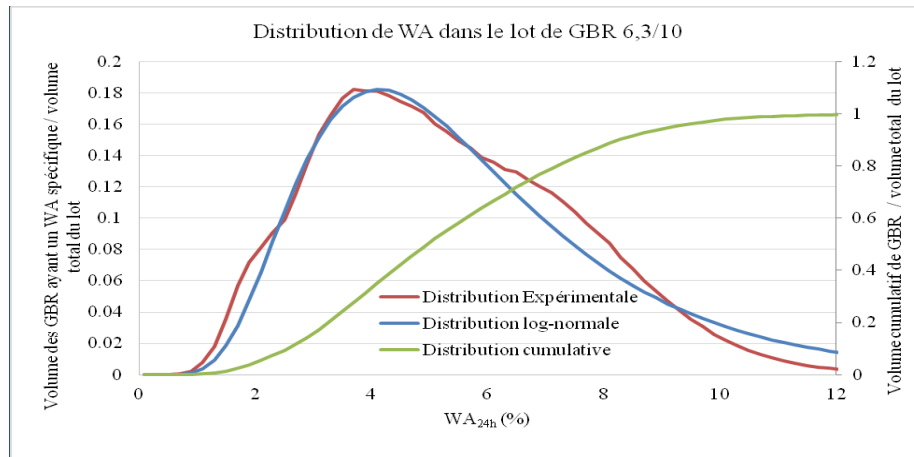


Figure 3 : Distribution du coefficient d'absorption d'eau dans le lot de 120 kg des GBR (6.3/10)

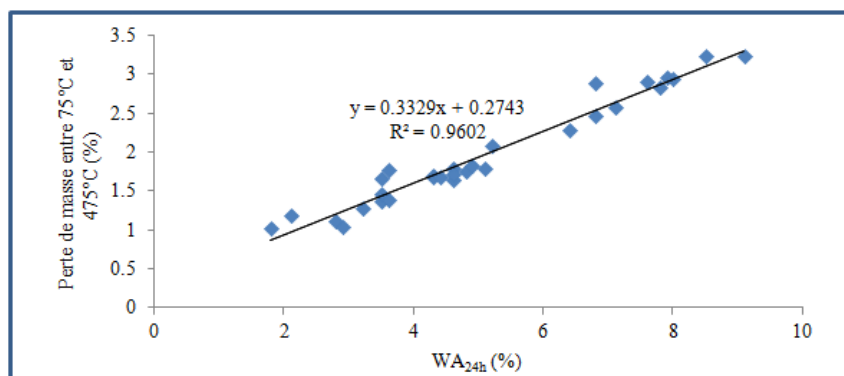


Figure 4: Relation entre la perte de masse entre 75°C et 475°C des GBR triés de Génération 2 et leur coefficient d'absorption d'eau  $WA_{24h}$

La **Figure 3** montre la distribution des coefficients d'absorption dans un lot de 120 kg de GBR 6.3/10mm. Les graphes ont été établis en utilisant les résultats des essais d'absorption des GBR triés de la « Génération 2 ». Le coefficient d'absorption d'eau suit une distribution log-normale avec une moyenne de 5,2% et un écart type de 1,6% tout en montrant une grande hétérogénéité du matériau d'origine (lot de 120kg).

La **Figure 4** montre la corrélation entre la proportion d'eau chimiquement liée déterminée par une perte de masse entre 75°C et 475°C notée  $\Delta ML_{75^\circ C-475^\circ C}$  des échantillons de GBR triés de « Génération 2 » et  $WA_{24h}$ . On peut voir que lorsque la valeur de  $\Delta ML_{75^\circ C-475^\circ C}$  augmente,  $WA_{24h}$  augmente. En outre,  $WA_{24h}$  varie quasi linéairement avec  $\Delta ML_{75^\circ C-475^\circ C}$  ( $R^2 = 0.87$ ). Les mêmes résultats ont également été observés dans [9] pour les sables recyclés.  $\Delta ML_{75^\circ C-475^\circ C}$  est proportionnelle à la teneur en pâte de ciment des GBR. La mesure de l'eau liée chimiquement est une mesure indirecte de la teneur en pâte de ciment. Ces résultats confirment que la variation de densité dans une classe granulaire donnée de GBR est principalement due à des teneurs en pâte différentes.

### 3. Conclusion

Les résultats de cette étude mettent en évidence qu'un lot de GBR d'une classe granulaire donnée (ici 6.3 / 10mm) peut présenter de très grandes hétérogénéités en termes de densité et de coefficient d'absorption d'eau. Il est généralement admis que le granulats de béton recyclé plus fin agrège une plus grande quantité de pâte de ciment adhérente présente dans sa composition. Dans cette étude, il a été prouvé que pour une classe granulaire donnée, de très grandes disparités peuvent être présentes. La distribution de l'absorption d'eau des GBR 6.3/10 suit une distribution log-normale avec un écart-type élevé. Ces disparités sont à l'origine de la dispersion des résultats des tests de caractérisation des GBR. Compte tenu des résultats présentés ici, il est suggéré que la méthode d'échantillonnage standard, définie pour les granulats naturels, soit mieux adaptée à la particularité des GBR. Cette étude a également montré qu'un jig à eau est très efficace pour trier une classe granulaire donnée. Des fractions beaucoup plus homogènes que la charge ont été obtenues. Ces fractions et leurs proportions permettent une meilleure caractérisation des GBR.

L'hétérogénéité des granulats recyclés est une propriété intrinsèque qui devrait être étudiée et analysée afin d'optimiser leur utilisation dans différents domaines surtout dans la fabrication de nouveaux bétons recyclés.

### 4. Référence

- [1] R. Cardoso, R. V. Silva, J. de Brito, and R. Dhir, "Use of recycled aggregates from construction and demolition waste in geotechnical applications: A literature review," *Waste Manag.*, vol. 49, pp. 131–145, 2016.
- [2] M. Bravo, J. de Brito, J. Pontes, and L. Evangelista, "Durability performance of concrete with recycled aggregates from construction and demolition waste plants," *Constr. Build. Mater.*, vol. 77, pp. 357–369, 2015.
- [3] M. Joseph, L. Boehme, Z. Sierens, and L. Vandewalle, "Water absorption variability of recycled concrete aggregates," *Mag. Concr. Res.*, vol. 67, no. 11, pp. 592–597, 2015.
- [4] G. Andreu and E. Miren, "Experimental analysis of properties of high performance recycled aggregate concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 52, pp. 227–235, 2014.
- [5] A. Z. Bendimerad, E. Roziere, and A. Loukili, "Combined experimental methods to assess absorption rate of natural and recycled aggregates," *Mater. Struct.*, pp. 3557–3569, 2014.
- [6] J. De Brito and R. V Silva, "Current status on the use of recycled aggregates in concrete: Where do we go from here?," *RILEM Tech. Lett.*, vol. 1, pp. 1–5, 2016.
- [7] M. Chakradhara Rao, S. K. Bhattacharyya, and S. V. Barai, "Influence of field recycled coarse aggregate on properties of concrete," *Mater. Struct.*, vol. 44, no. 1, pp. 205–220, 2011.
- [8] C. H. Sampaio *et al.*, "Stratification in air jigs of concrete/brick/gypsum particles," *Constr. Build. Mater.*, vol. 109, pp. 63–72, Apr. 2016.
- [9] W. X. Zengfeng Zhao, Sébastien Remond, Denis Damidot, "Influence of fine recycled concrete aggregates on the properties of mortars," *Constr. Build. Mater.*, vol. 81, no. 2, pp. 1163–1167, 2015.

---

# Combinations of binders for improvement/treatment of contaminated soils

**Théodore Gautier L.J. Bikoko<sup>1</sup>, Jean Claude Tchamba<sup>2</sup>, Felix Ndubisi Okonta<sup>1</sup>**

<sup>1</sup>*Department of Civil Engineering Science, University of Johannesburg, PO BOX 524, Auckland Park, Johannesburg, South Africa, lejeunegautier@rocketmail.com*

<sup>2</sup>*Civil Engineering Laboratory, ENSET, University of Douala, PO BOX 1872, Douala, Cameroon*

---

*ABSTRACT. Soil improvement or soil treatment is the process of mixing binder (s) such as cement, blast furnace slag, fly ash, lime, basic oxygen furnace slag, desilicated fly ash, high carbon fly ash, modified clay, silica fume, sodium silicate, bentonite, dicalcium phosphate, high refractory cements, zeolite, activated carbon and others to the contaminated soil in order to improve its strength, bearing capacity, density, stiffness, workability, durability (e.g. freeze-thaw, wet-dry) and decrease its plasticity, leachability, porosity, permeability and compressibility. This process aims at minimising or controlling or stabilizing the rate of contaminant migration into the environment in order of converting them into less soluble, mobile, or toxic forms. Although there are many researches on improvement or treatment technology, very few investigations have been reported on binders of different combinations or in blended systems for the improvement or treatment of contaminated soils. Hence, this paper seeks to fill that knowledge gap in the literature by providing a critical review of binders of different combinations or in blended systems for the improvement or treatment of contaminated soils. This paper also proposed a model which researchers can use for selecting the journal for publishing their research works.*

*KEYWORDS: Binders, combinations, contaminated soils, improvement, treatment.*

---

## 1. Introduction

The contamination of soil or soil pollution is a global phenomenon and has posed serious threat to both environment and human health. For example, it has been reported that lead (Pb) is a possible cause of human cancer [FAL 14], [TAN 12], and that Nickel (Ni) exposure produce hematological effects in both animals and humans. Sources of soil contamination include industrial activities, mining operations, various chemical industries, oil and fuel waste dump, pesticides application on farmlands, acid rainfall, insecticide and herbicides, effluent, fly ash, seepage of contaminated water or leachates from landfills, amongst others. Thus, soil treatability technologies are needed in order to design suitable binder(s) for the contaminated soil to correct historical and currently contaminated sites for the reasons being pollution deteriorates environmental quality and impacts negatively on the ecosystem health. Different methods have been used to treat or stabilised contaminated soils or hazardous wastes in the past and recent times as contaminants can cause fire or explosion hazard or may be corrosive and damage building materials or services. Among these methods, cementitious-based soil mix technologies have been largely used and reported by many researchers [KOG 11], [JIN 16]. Contaminated soils are usually stabilised or treated with binding materials such as cement, blast furnace slag, fly ash, lime, basic oxygen furnace slag, desilicated fly ash, high carbon fly ash, modified clay, silica fume, sodium silicate, bentonite, dicalcium phosphate, high refractory cements, zeolite, activated carbon, amongst others to improve their engineering properties as well as durability performances in order to make them suitable for construction. This paper aims at reviewing the binders of different combinations or in blended systems for the improvement or treatment of contaminated soils on one hand, and on the other hand it proposed a model which researchers can use for selecting the journal for publishing their research works.

## 2. Method of Study

For writing this paper a wide variety of journal articles, conference proceedings and thesis have been reviewed. Most of the journal articles were found through resources found through databases like Scopus (Elsevier) and Web of Science (ISI). High quality journals such as International Journal of Zero Waste Generation, Engineering Geology, RSC Advances, Journal of Environmental Engineering and Landscape

Management, Chemical Engineering Transactions, Transaction A: Civil Engineering, International Journal of Civil and Structural Engineering Research, Journal of Central South University, Chemosphere, International Journal of Civil & Environmental Engineering, Environmental Reviews, Applied Geochemistry, Environmental Science and Pollution Research, Science and Total Environment, Environmental Geochemistry and Health, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Geotechnical and Geological Engineering, Journal of Environmental Management, Journal of Hazardous Materials, etc. were used for writing this paper. Only published works in the English language were included. Papers dating from 2003 to 2017 have been reviewed.

### 3. Existing Research on Binders of different combinations or in blended systems for the improvement or treatment of contaminated soils

In 2016, [JIN 16] have published the results of an extensive research on the three –year performance of in-situ solidified/stabilised (S/S) soil using novel MgO-bearing binders, the authors reported that the addition of Inorgano-organo-clay (IOC) slightly decreased the strength (Figure 1) and the permeability of the S/S materials. In the same study the authors stated that the replacement of MgO by ground granulated blast-furnace slag (GGBS) significantly enhanced the strength and it was found that MgO alone is superior in immobilising both inorganic and organic contaminants. [FAL 14] reported that soil texture, the percentage of binders used and lead concentration in soil significantly influence the performance of the S/S treated soils in terms of curing, compressive and weather cycling strength.

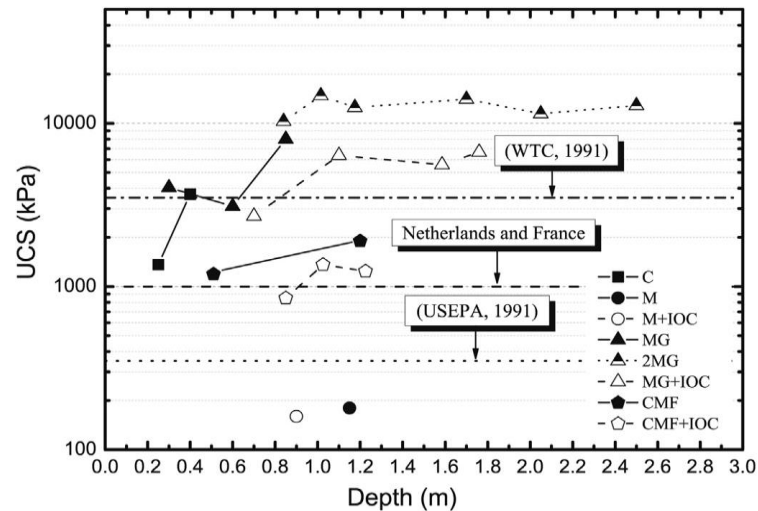


Figure 1. UCS variation with depth of the 3-year S/S cores [JIN 16]

The results published by [WAN 15] indicated that PC, PFA at a ratio of 1:2 and MgO, GGBS at a ratio of 1:9 provide better performance in strength development and immobility of heavy metals and total organics at 1.5-year. PFA is effective in decreasing the leachability of organics and also increases the leachability of metals. [DU 17] experimented about the influence of combination of epoxy resin and ground-granulated blast furnace slag (GGBS) on the mechanical performance and leaching resistance properties of marine sediments. For this, the authors performed unconfined compressive strength, Young's modulus, hydraulic conductivity and leaching behavior tests on stabilized samples. XRD, SEM, EDX and moisture content tests were also carried out. On the basis of results obtained, the paper concluded that the mechanical performance is sensitive to the dosage of resin. The UCS values decrease with the resin concentrations ranging from 5% to 40%. The stabilized sediment sample with 5% of resin gave the best strength as well as excellent Young's modulus. The hydraulic conductivity values up to 14 days decreases with permeation time (Figure 2).



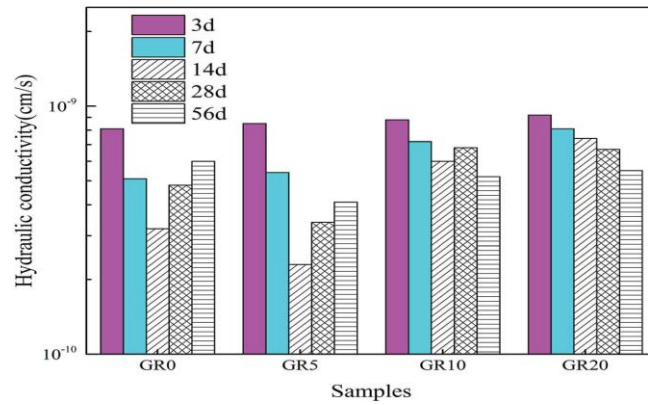


Figure 2. Hydraulic conductivity of different samples [DU 17]

#### 4. Result of Review

Figure 3 shows the chronological order of articles considered in this research. It can be seen that most of the studies were published between 2014 and 2015 and it is clear that very few researches have used binders of different combinations or in blended systems for the improvement or treatment of contaminated soils. In year 2014 and 2015 only seven research works respectively have used binders of different combinations or in blended systems for the improvement or treatment of contaminated soils. Apart from this, the below figure also highlights the wide gap in research work related to stabilisation technology.

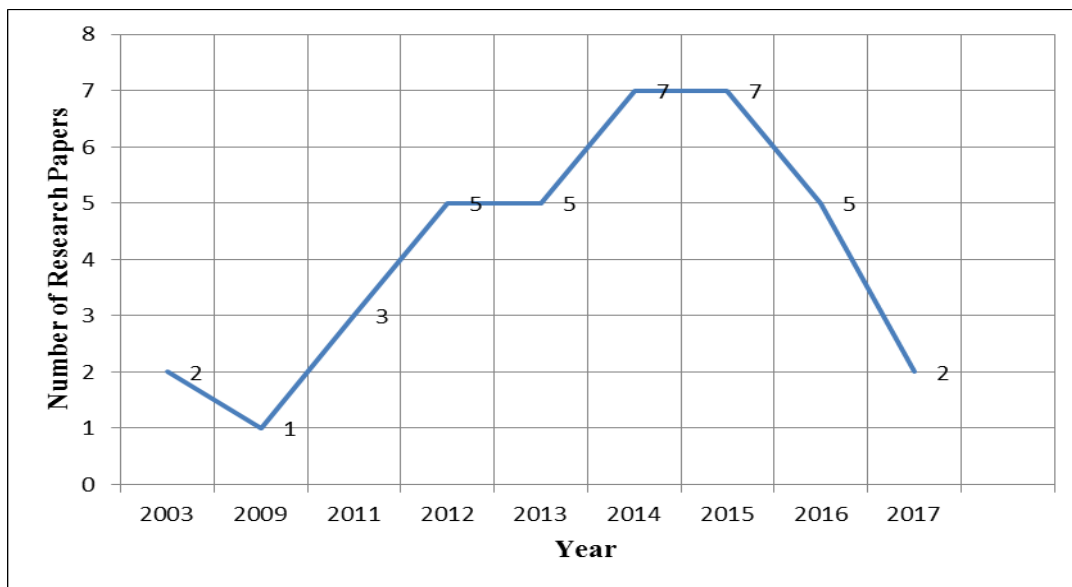
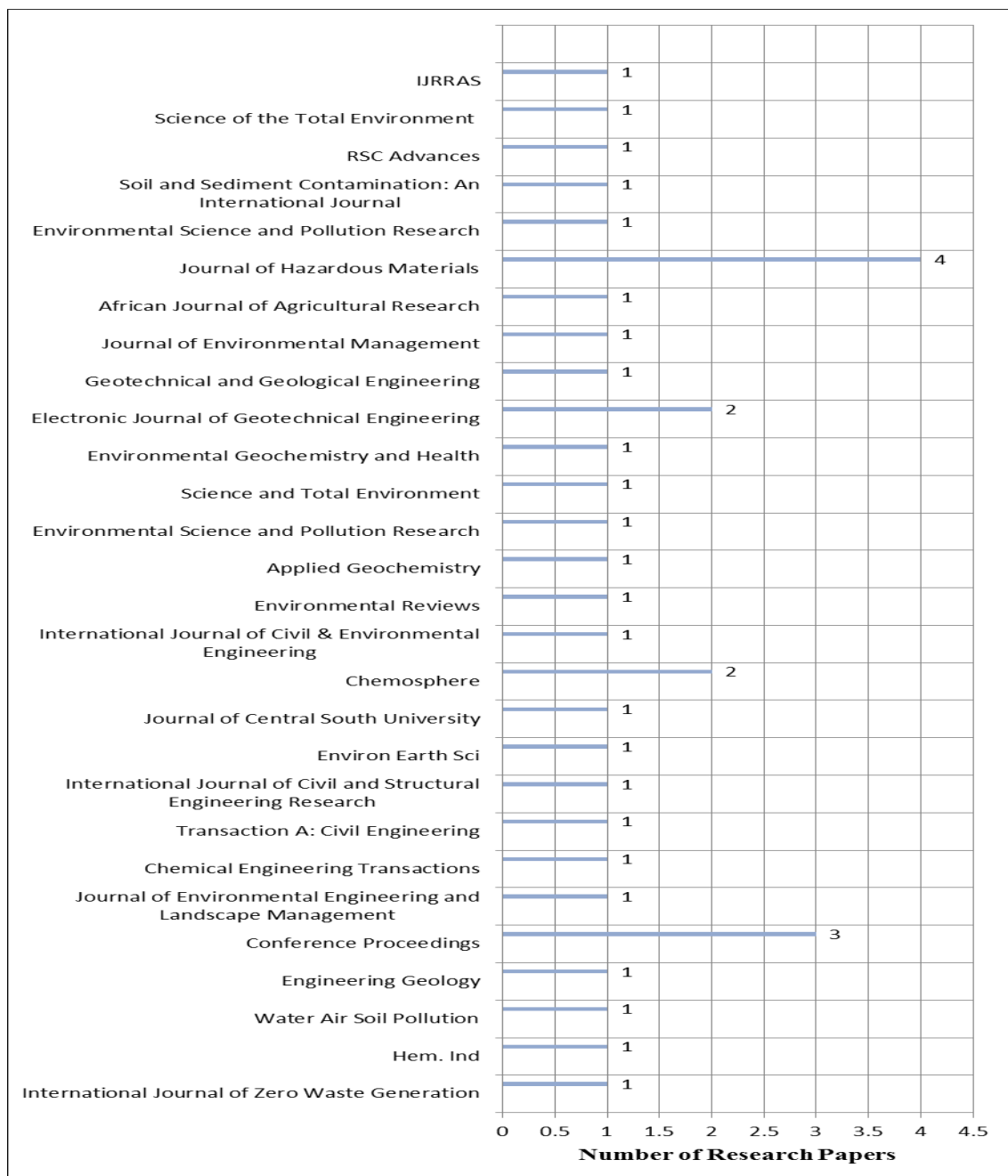


Figure 3. Chronological order of publication of the reviewed articles

Figure 4 shows the number of peer-reviewed journals and conference proceedings covers research papers which are based on binders of different combinations or in blended systems for the improvement or treatment of contaminated soils. It is clear that the number of peer-reviewed journals welcomes the research works related to binders of different combinations or in blended systems for the improvement or treatment of contaminated soils. Therefore, researchers can use the below graph for selecting the journal for publishing their research works.



**Figure 4.** Name of Journals and Conference proceedings and number of research papers

## 5. Conclusion

This paper aims at reviewing the binders of different combinations or in blended systems for the improvement or treatment of contaminated soils on one hand, and on the other hand it proposes a model which researchers can use for selecting the journal for publishing their research works. Based on the conducted study, the following conclusions are drawn:

The hydraulic conductivity values up to 14 days decreases with permeation time (Figure 2). Cd, Cu, Pb, Ni, Zn, Paraffin oil, Diesel are common contaminants found in soils. Freeze thaw, wet-dry tests are not common used to assessed the durability performance of treated contaminated soils. The addition of inorgano-organo-clay (IOC) slightly decreased the strength (Figure 1) and the permeability of the S/S materials.

## 6. References

- [DU 17] DU J., BU Y., GUO S., TIAN L., SHEN Z., « Effects of epoxy resin on ground-granulated blast furnace slag stabilized marine sediments », *RSC Advances*, vol.7, 2017, p. 36460–36472.
- [FAL 14] FALCIGLIA, P.P., AL-TABBAA, A., VAGLIASINDI F.G., «Development of a performance threshold approach for identifying the management options for stabilisation/solidification of lead polluted soil », *Journal of Environmental Engineering and Landscape Management*, 2014, iFirst: 1–11.
- [JIN 16] JIN, F., WANG F., AL-TABBAA, A., « Three- year performance of in-situ solidified/stabilised soil using novel MgO-bearing binders», *Chemosphere*, vol. 144, 2016, p. 681-688.
- [KOG 11] KOGBARA B., YI, Y AL-TABBAA, A., « Process envelopes for stabilisation/solidification of contaminated soil using lime-slag blend », *Environmental Science and Pollution Research*, vol. 18, n° 8, 2011, 1286-1296.
- [KOG 13] KOGBARA, B., «A review of the mechanical and leaching performance of stabilized/solidified contaminated soil », *Environmental Reviews*, vol. 22, 2013, p.66-86.
- [PER 05] PERERA A.S.R., The role of accelerated carbonation in the ageing of cement based stabilised/solidified contaminated materials, Ph.D. Thesis, Cambridge University, 2005.
- [PER 05] PERERA, A.S.R., AL-TABBAA, A., «The role of accelerated carbonation in the accelerated ageing of stabilised/solidified waste forms », In *Proceedings of the International Conference on stabilisation/solidification treatment and remediation*, Cambridge. Taylor and Francis, London, 2005, pp. 181–191.
- [TAN 12] TANG, X., YANG J., «Long-term stability and risk assessment of lead in mill waste treated by soluble phosphate » *Science of the Total Environment*, vol. 438, 2012, p. 299–303.
- [WAN 15] WANG, F., WANG H, AL-ABBAA A., «Time-dependent performance of soil mix technology stabilized/solidified contaminated site soils», *Journal of Hazardous Materials*, vol. 286, 2015, p. 503–508.

---

# Comportement mécanique des couches d'assises modifiées par des débris de démolition

Hocine HADIDANE<sup>1</sup>, Hocine OUCIEF<sup>2</sup>, Mouloud MERZOU<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup>Laboratoire MGE, Université Badji Mokhtar-Annaba, BP 12 Annaba 23000, Algérie

hocinehadidane@gmail.com

oucief@yahoo.fr

merzoud\_mouloud@yahoo.fr

---

**RÉSUMÉ.** L'activité de construction génère d'une part, l'épuisement des gisements naturels de granulats qui imposent de chercher des nouvelles sources d'approvisionnement, d'autre part, l'accumulation des quantités de déchets de construction, qui peuvent être estimées à des millions de tonnes par an dans les pays du monde notamment en Algérie. Le recyclage de ces matériaux déjà engagés dans le secteur des travaux publics est la solution la plus prometteuse.

Le recyclage de l'ancien matériau offre de multiples avantages sur le plan environnemental : une économie de matériaux naturels, une forte diminution du trafic de poids lourds qui transportent ces matériaux et ainsi une grande économie d'énergie.

Ce travail constitue une contribution expérimentale à l'étude de la durabilité des différents matériaux provenant de la démolition du bâtiment (béton, brique et parpaing) en vue de leur utilisation dans les infrastructures des chaussées souples.

Les résultats obtenus sont extrêmement encourageants pour l'incorporation de ces matériaux recyclés dans le corps de chaussées.

**ABSTRACT.** The activity of construction generates on the one hand, the exhaustion of the natural aggregate layers which force to seek new sources of provisioning, on the other hand, the accumulation of the quantity of waste of construction, which can be estimated at million tons per annum in the countries of the world in particular in Algeria, the recycling of these materials already engaged in the sector of public works is the most promising solution.

Using recycled materials, beyond the economic interest that it provides, presents other advantages such as the preservation of natural resources.

This work constitutes an experimental contribution to the study of the durability of various materials coming from the demolition of the building (concrete, brick and breeze block) for their use in the infrastructures of the flexible pavements.

The primary results obtained are extremely encouraging for maximum incorporation of recycled materials, in the body roads.

**MOTS-CLÉS :** béton, brique, parpaing, recyclage, caractérisation, environnement.

**KEY WORDS:** concrete, brick, breeze block, recycling, characterization, environment.

---

## 1. Introduction :

Chaque année les activités du Bâtiment et des Travaux Publics produisent des millions de tonnes de matériaux de démolition, qui dans le cas général sont des déchets inertes. Leur réutilisation dans un contexte d'économie de la ressource naturelle a vite été considérée comme une priorité pour les acteurs des Travaux Publics. L'utilisation de tels matériaux dits recyclés offre plusieurs avantages : économie des ressources naturelles de granulats ; réduction des volumes de stockage des déchets inertes ; économie de transports. [1] L'objectif de cette étude expérimentale est d'étudier le comportement mécanique et la durabilité des matériaux recyclés utilisés en couches d'assises des chaussées souples, et d'analyser les phénomènes et les mécanismes qui se produisent à travers : La nature des granulats de recyclage, la granulométrie, l'état de compacité des matériaux.

## 2. Catégories de granulats de recyclage :

Les produits de recyclage sont de natures différentes allant de graves non calibrées aux granulats classés tels que sables et gravillons. On peut définir cinq Graves de Recyclage, GR0 à GR4 (tableau1). Leur caractérisation est faite à partir des normes NF P 11-300 [2], XP P 18-545 [3], NF EN 13242 [4] et NF EN 13285 [5],

Référence à la norme	NF P 11-300		XP P 18-540 et NF P 98-129 (GNT A)		
	F 72	F 71			
Catégories de GR	GR <sub>0</sub>	GR <sub>1</sub>	GR <sub>2</sub>	GR <sub>3</sub>	GR <sub>4</sub>
Granularité	Non calibré	0/D D ≤ 80 mm	0/D D ≤ 31,5 mm	0/D D ≤ 20 mm	0/D D ≤ 20 mm

<b>Dureté</b>	Non spécifié	LA $\leq$ 45 MDE $\leq$ 45	LA $\leq$ 45 MDE $\leq$ 45	LA $\leq$ 40 MDE $\leq$ 35	LA $\leq$ 35 MDE $\leq$ 30
<b>Propreté</b>	Non spécifié	ES non spécifié	ES $\geq$ 50	ES $\geq$ 50	ES $\geq$ 50
<b>Teneur en Sulfate</b>	Selon utilisation	$\leq$ 0,7%	$\leq$ 0,7%	$\leq$ 0,7%	$\leq$ 0,7%

**Tableau 1** : Caractéristique des graves de recyclage. [1][6]

**3. Domaines d'emploi** : Les matériaux définis ci-dessus peuvent être utilisés en constructions routières pour réaliser les remblayages divers, les couches de forme et les assises de chaussées.

**3.1- Les graves GR0** : Ces graves peuvent contenir une petite proportion de plâtre qui vise à limiter la fragmentabilité du matériau. Elles sont inutilisables en couche de forme mais leur emploi est possible en remblai.

**3.2- Les graves GR1** : Comme les graves GR0 cette catégorie peut être employée dans les remblais et les couches de forme en particulier lorsque les graves GR0 ne peuvent pas être utilisées.

**3.3- Les graves GR2, GR3 et GR4** : Leur emploi en assises de chaussées est possible, soit sous forme de graves non traitées. Les spécifications relatives aux possibilités ou aux conditions d'emploi de ces graves sont données en fonction de la position de la couche dans l'assise et de l'intensité du trafic selon les classes de trafic. [1][6]

#### 4. METHODOLOGIES EXPERIMENTALES :

Dans cette partie expérimentale nous avons procédé à une identification complète des matériaux pour la détermination de leurs caractéristiques physiques et géotechniques puis nous avons procédé à la réalisation des essais destinés à étudier les caractéristiques mécaniques des granulats.

##### 4.1- Description des échantillons :

Après le concassage des blocs, les granulats produits ont été soumis au séchage à l'étuve à la température de 105 °C, ensuite nous avons réalisé une série d'essais d'identification.

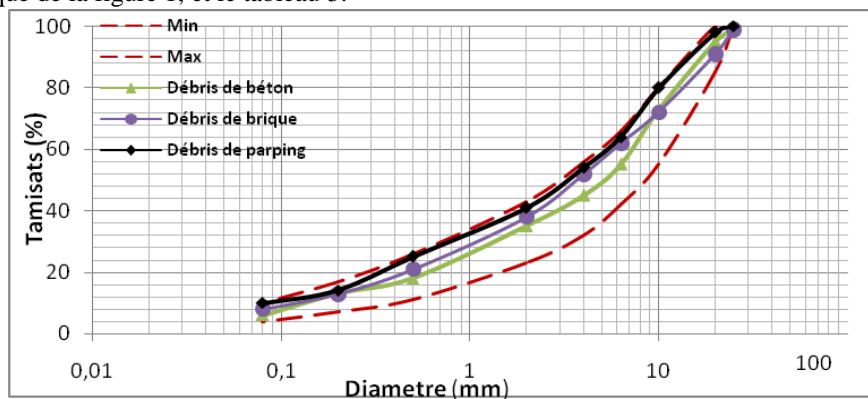
##### 4.2- Propriétés physiques des matériaux utilisés :

Conformément à la norme (NF EN 1097-6 + A1) [7], les propriétés physiques essentielles obtenus pour les trois matériaux sont donnés dans le tableau 2.

Débris de :	béton	brique	parpaing
<b>Masse volumique du solide</b> $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,56	2,21	2,39
<b>Masse volumique humide</b> $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,50	1,01	1,49
<b>Masse volumique sèche</b> $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,73	1,45	1,73
<b>L'indice des vides</b> e (%)	67	89	74
<b>Teneur en eau</b> W (%)	0,91	0,18	1,36
<b>Degré de saturation</b> Sr (%)	3,18	0,51	5,16
<b>La porosité</b> n (%)	42,03	49,2	40,33

**Tableau 2** : Propriétés physiques des trois échantillons.

**4.3- Analyse granulométrique** : (NF EN 933-1) [8] Les résultats obtenus sont donnés par la courbe granulométrique de la figure 1, et le tableau 3.



**Figure 1** : Courbes granulométriques des trois échantillons

Les caractéristiques granulométriques obtenues montrent que les trois échantillons ont une granulométrie étalée, cela nous a permis de choisir toutes les classes granulométriques que nous avons utilisé par la suite.

**4.4- Equivalent de sable :** NF EN 933-8 [9] Les résultats obtenus sont donnés par le tableau 3.

débris de :	béton	brique	parpaing
Cu	187,5	120	150
Cc	2,13	1,4	9,38
ES	90,9	94,44	87,83

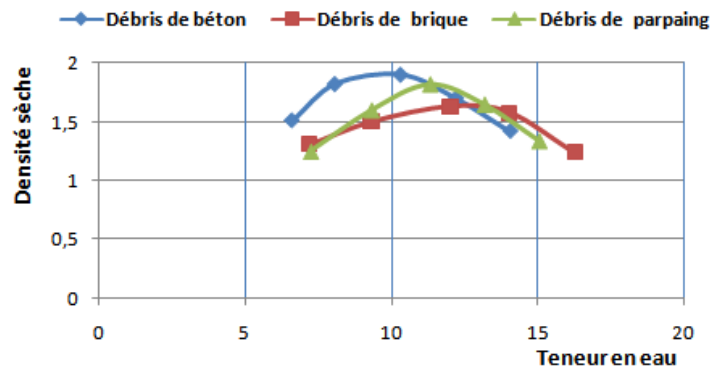
**Tableau 3 :** Caractéristiques granulométrique et équivalent de sable des trois échantillons.

Les résultats Nous permis de dire que les matériaux étudiés sont dits non plastiques et ne contiennent pas de fines argileuses.

## 5. ESSAIS MECANQUES :

### 5.1- Essai PROCTOR : NF P94 093[10]

Cet essai consiste à déterminer, pour un compactage normalisé d'intensité donnée, la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale. Les essais sont réalisés au moule CBR et la dame du Proctor modifié, Les résultats de ces essais sont donnés par la figure 2.

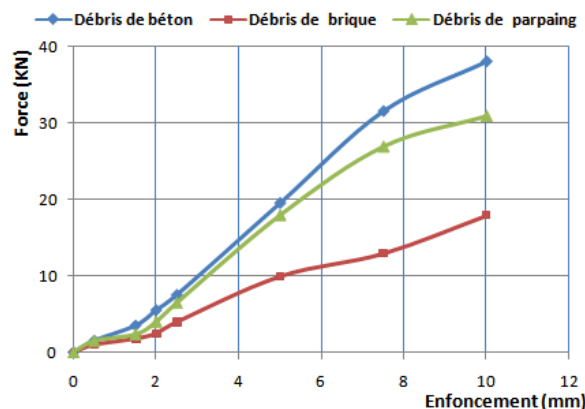


**Figure 2 :** Courbe Proctor modifié.

### 5.2- Essai C.B.R (CALIFORNIAN BEARING RATIO) (NFP 94-078) [11]

L'indice CBR est le résultat d'un essai mécanique permettant de caractériser la portance d'un sol. Il est déterminé à partir de la mesure de l'enfoncement d'une pointe normalisée dans un échantillon compacté à l'énergie Proctor. Plus cet indice est élevé, meilleur est le comportement du sol.

Les résultats de ces essais sont donnés par la figure 3.



**Figure 3 :** Courbes forces-enfoncements (CBR).

### 5.3- Interprétation des résultats :

Dans notre étude, les courbes Proctor obtenues (figure 2) ont une allure aplatie, cela s'explique par le fait que nos matériaux sont peu sensibles à l'eau. Les trois échantillons présentent des valeurs de densité sèche maximales rapprochées et avoisinante de 2 % ce qui caractérise une bonne compacité, néanmoins l'échantillon de brique présente une densité légèrement petite par rapport à celle des deux autres échantillons, Quant à la teneur en eau optimale, elle est plus élevée pour cet échantillon, ce qui montre que les débris de brique absorbent une quantité importante d'eau pour obtenir une meilleure compacité de ce matériau. L'énergie de compactage, dépendent de la nature du matériau et de sa teneur en eau, l'indice CBR croit avec l'augmentation de l'énergie de compactage Il est d'autant meilleur que la teneur en eau est optimale. [12]

Les résultats trouvés indiquent une portance satisfaisante de nos matériaux, pour leur utilisation dans le corps de chaussée. Il est évident que les débris de brique présenteront une portance moins élevée par rapport aux deux autres échantillons, du fait qu'ils présentent une mauvaise compacité.

### 6. ESSAIS DE DURETE ET DE DURABILITE :

Pour étudier la dureté et la durabilité des granulats et déterminer leurs caractéristiques mécaniques nous avons procédé à la réalisation d'une série d'essais qui contient :

#### 6.1- Essai Los Angeles : (NF EN1097-2 §5) [13]

Cet essai permet de mesurer les résistances combinées à la fragmentation par chocs des boulets et à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat.

**6.2- Essai Micro Deval :** (NF EN 1097-1) [14] Cet essai permet de mesurer la résistance des granulats à l'usure par frottement. Les résultats des deux essais sont donnés dans le tableau4.

Essai	Los Angeles(%)	Micro Deval (%)
Débris de béton	32	29
Débris de brique	18	17
Débris de parpaing	37	31

**Tableau 4 :** Essais Los – Angeles, et Micro – Deval

#### 6.3- Essai de fragmentabilité :

L'essai de fragmentabilité selon la norme NF P 94-066 [15] permet d'apprécier et de mesurer la sensibilité d'un matériau rocheux à se fragmenter sous la sollicitation des engins de terrassements.

#### 6.4- Essai de dégradabilité :

L'essai consiste à déterminer la réduction du D10 d'un échantillon de 2 kg d'une fraction de 10/20, soumis à quatre cycles imbibition- séchages conventionnels[16]. Les durées de séchage et d'immersion sont respectivement 8h et 16h. Après les quatre cycles de 24h, L'échantillon est soumis à une analyse granulométrique complète. L'essai se traduit par le coefficient de dégradabilité DG

#### 6.5- Essai d'altérabilité :

L'essai consiste à déterminer la réduction du D10 d'un échantillon de 1 kg d'une fraction de 10/20, soumis à cinq cycles imbibition- séchages conventionnels. L'essai se traduit par le coefficient d'altérabilité AL.

Les résultats obtenus pour ces trois essais sont regroupés dans le tableau 5.

Essai	Fragmentabilité	Dégradabilité	Altérabilité
Débris de béton	6,53	1,25	1,1
Débris de brique	2,9	1,15	1.03
Débris de parpaing	7,48	1,31	1,27

**Tableau 5 :** Tableau récapitulatif des différents essais de dégradation.

#### 6.6-Interprétation des résultats :

On constate une corrélation d'un aspect particulier entre les essais de dureté et de durabilité, en effet les matériaux présentant les résistances mécaniques les plus élevées sont les matériaux les plus résistants à l'action de l'eau. L'échantillon de brique est caractérisé par une forte résistance au choc, à l'usure et à la fragmentation dynamique, cela est du à la dureté de ce matériau sachant qu'il est produit à des pressions et des températures très élevées. La résistance mécanique des granulats dépend essentiellement des forces de liaisons interparticulaires et assez peu de la dureté des particules. Le parpaing est caractérisé par une résistance médiocre au choc et à la fragmentation dynamique, ces essais font donc intervenir la notion de fragilité qui caractérise ce matériau [12]



## 7. Conclusion générale :

A travers tous les essais effectués on constate un lien direct entre la résistance mécanique, la dureté et la durabilité des matériaux étudiés. En effet, les débris de brique dont les granulats sont relativement durs présentent une meilleure réponse aux cycles du point de vue résistance mécanique et durabilité. De même, les débris de parpaing dont les granulats sont relativement tendres, présentent la plus faible résistance et des taux d'écrasement les plus importants, c'est donc le matériau le moins durable.

Les résultats obtenus sur ces matériaux dont les performances sont considérables par rapport aux granulats naturels de point de vu de dureté et durabilité, résistances et épaisseurs des couches, son utilisation dans le domaine routier permis de recycler ces déchets industriels, d'utiliser un minimum de produits nécessitant une énergie d'exploitation importante et une économie sur les couches de surface réalisées avec des matériaux onéreux

## Références bibliographique :

[IDR11] IDRRIM Institut Des Routes, des Rues et des Infrastructures pour la Mobilité N°22 - CLASSIFICATION ET AIDE AU CHOIX DES MATERIAUX GRANULAIRES RECYCLES - FEVRIER 2011 PAGE 3 ET 8.

[AFN 92] AFNOR – NF P 11-300 - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières – septembre 1992

[AFN 08] AFNOR – XP P 18-545 – Granulats – Eléments de définition, conformité et codification – mars 2008

[AFN 08] AFNOR – NF EN 13242+A1 – Granulats pour matériaux traités aux liants hydrauliques et matériaux non traités utilisés pour les travaux de génie civil et pour la construction des chaussées – mars 2008

[AFN 10] AFNOR – NF EN 13285 – Graves non traitées – spécifications – décembre 2010

[SER 13] SERIFOU MAMERY. Thèse de doctorat Le 23 DECEMBRE 2013 .page 26. Béton à base de recyclats : influence du type de recyclats et rôle de la formulation L'UNIVERSITE BORDEAUX 1. 191p

[NFE 97] NF EN 1097-6 + A1 2006 Mesure des masses volumiques, porosité, coefficient d'absorption et teneur en eau des gravillons et cailloux

[NFE 12] NF EN 933-1 Mai 2012 Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 1 : détermination de la granularité - Analyse granulométrique par tamisage –

[NFE 12] NF EN 933-8 Mars 2012 Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 8 : évaluation des fines - Équivalent de sable -

[NFP 14] NF P94-093 Octobre 2014 : Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor modifié -

[NFP 97] NFP 94-078 Mai 1997, Graves traités Indice CBR après immersion – indice CBR immédiat – indice portant immédiat. Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR. - Essais CBR,

[EAZ 08] Fazia BOUDJEMIA. Mémoire de magister .ETUDE DE LA DURABILITE DES MATERIAUX RECYCLES 2008.

[NFE 97] NF EN1097-2 §5 2010 Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats Partie 2 : Méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles)

[NFE 11] NF EN 1097-1 2011 Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats Partie 1 : Détermination de la résistance à l'usure (micro-Deval)

[NFP 92] NF P 94-066 Décembre 1992 Sols - reconnaissance et essais Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux

[NFP 92] NF P94-067 Décembre 1992 Sols : reconnaissance et essais - Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux

[NFP 13] NF P18-576 Février 2013 Granulats - Détermination du coefficient de friabilité du sable

[NFE 07] NF EN 1367-1 Août 2007 Essais de détermination des propriétés thermiques et de l'altérabilité des granulats - Partie 1 : détermination de la résistance au gel-dégel -

---

# Comportement mécanique des mortiers fibres pré fissures stockés dans un environnement acide

O. Fedaoui – Akmoussi<sup>1</sup>, L. Molez<sup>2</sup>, W. Brahim<sup>1</sup>, S. Kaci<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université Mouloud Mammeri, Génie Civil, Tizi - Ouzou, Algérie ([fedaoui@yahoo.fr](mailto:fedaoui@yahoo.fr))

<sup>2</sup> INSA Rennes, Génie Civil, Rennes, France

---

**RÉSUMÉ.** L'étude des bétons fibrés en milieu agressif a fait objet de plusieurs recherches. Notre étude s'est basée sur le comportement des mortiers fibrés pré-fissurés (pré-endommagés) conservés en environnement agressif. Les compositions ont été fabriquées avec un rapport eau-ciment ( $E/C = 0,5$ ), trois pourcentages en fibres ont été utilisés : 0,25% ; 0,50% et 0,75%. Afin d'évaluer la durabilité et le comportement mécanique deux environnements ont été étudiés : acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ) et sulfate d'ammonium ( $NH_4SO_4$ ). Après 28 jours d'âge, les éprouvettes ont été pré-fissurées à 90 % de la charge de rupture. Les résultats ont montrés que l'immersion dans la solution d'acide sulfurique attaque plus les éprouvettes par rapport à la solution de sulfate d'ammonium. Les mortiers avec 0.75% en fibres présentent des résistances en compression et en flexion élevées pour les différents environnements. Le choix d'utiliser des fibres métalliques offre une possibilité pour améliorer la durabilité des bétons pourvus que les fibres soit bien enrobés et le béton bien confectionné.

**ABSTRACT.** The study of fibre concrete in an aggressive environment has been the subject of several studies. Our study was based on the behavior of pre-cracked fibre mortars preserved in an aggressive environment. The compositions were made with a water-cement ratio ( $w/c = 0,5$ ), three percent of fibres were used: 0.25%; 0.50% and 0.75%. In order to evaluate durability and mechanical behavior, two environments were studied: sulfuric acid ( $H_2SO_4$ ) and ammonium sulphate ( $NH_4SO_4$ ). After 28 days of age, the specimens were pre-cracked to 90% of the breaking load. The results showed that immersion in the sulfuric acid solution would attack the specimens more than the ammonium sulphate solution. Mortars with 0.75% fibres have high compressive and flexural strengths for different environments. The choice of using metal fibres offers a possibility to improve the durability of the concretes if the fibres are well coated and the concrete well made.

**MOTS-CLÉS :** Mortier fibré, pré-fissuration, solutions agressives, comportement mécanique, analyses.

**KEY WORDS :** Fibre mortar, pre-cracking, aggressive solutions, mechanical behavior, analysis.

---

## 1. Introduction

La pénétration des sulfates dans la matrice du mortier affecte le comportement mécanique du matériau. L'influence de la contrainte sur un béton a pour effet d'induire des microfissures dans la matrice du matériau et d'ouvrir ainsi d'autres voies d'attaque chimique [REN 00], [ESC 08].

Des études ont montré que les conditions de contrainte dans les mortiers conduisent à une augmentation de la perméabilité du matériau [GER 96], ainsi qu'à une réduction accélérée de la résistance [NÄG 95].

Le but de ce travail est de tester le comportement mécanique des mortiers pré-fissurés stockés dans un environnement acide. Les éprouvettes ont été pré-fissurées à 90 % de la charge de rupture afin de créer des microfissures. Ce réseau de microfissures permettra aux agents agressifs de pénétrer à l'intérieur de la matrice. Une fois pré-fissurées les éprouvettes ont été conservées pendant trois mois dans les deux environnements agressifs (acide sulfurique et sulfate d'ammonium).

## 2. Expérimentation

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont données dans [FED 11]. Nous avons utilisé :

Un ciment Portland CEM I 52.5 de France, un sable siliceux normalisé, sa granulométrie est comprise entre 0.08 et 2 mm et des fibres métalliques droites de longueur 25 mm et de diamètre 0.25 mm. La teneur en fibres utilisée est de 0,25%, 0,5%, et 0,75% en volume du mortier.

Pour cette étude, deux séries d'éprouvettes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  ont été confectionnées conforme à la norme (EN 106-1). Une série non pré fissurées et l'autre série pré fissurées à 90% de la charge de rupture afin de créer un réseau de micro fissure dans les échantillons. Pour chaque série, nous avons confectionné quatre mortiers : M0 (mortier normal avec 0% de fibres), M2 (mortier normal avec 0,25% de fibres), M5 (mortier normal avec 0,5% de fibres) et M7 (mortier normal avec 0,75% de fibres. Les différentes séries ont été placées dans trois environnements : témoin (salle 20°C et 60% d'humidité relative), la solution d'acide sulfurique ( $\text{H}_2\text{SO}_4$ ) et la solution de sulfate d'ammonium ( $\text{NH}_4\text{SO}_4$ ). Les solutions d'acide sulfurique et de sulfate d'ammonium ont été concentrées à 0,5 moles de  $\text{SO}_4^{2-}$  par litre. Ces deux solutions permettent de montrer l'influence de l'ion sulfate mais aussi de l'intervention du cation qui lui est associé. Ceci nous permettra aussi de voir la variation des caractéristiques mécaniques des échantillons conservés dans une solution acide après une certaine durée. A 90 jours d'âge, des essais de compression et de flexion 3 points ont été effectués sur les différents échantillons.

## 3. Résultats et discussion

### 3.1. Observation visuelle

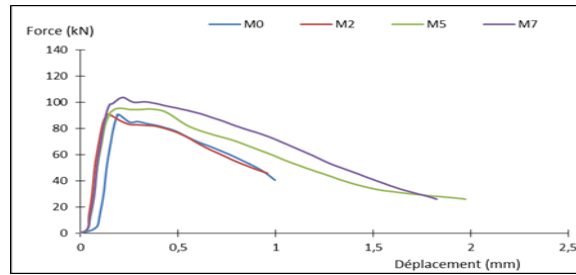
Une formation de gypse a été constatée visuellement à la surface des éprouvettes selon deux aspects. Ce gypse se manifeste sous forme de plaque de poudre pour les échantillons conservés dans l'acide sulfurique et sous forme de petites aiguilles pointues transparentes de longueur d'ordre millimétrique pour les échantillons conservés dans le sulfate d'ammonium Figure 1.



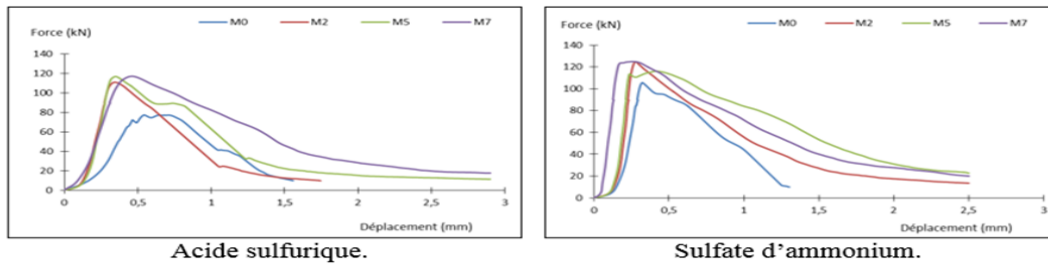
Figure 1. Éprouvettes conservées dans : 1) acide sulfurique, 2) sulfate d'ammonium.

### 3.2. Caractéristiques mécaniques en compression

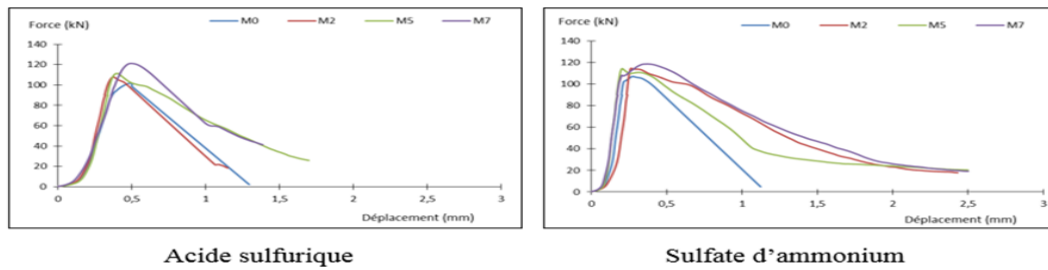
Pour chaque pourcentage en fibres, les courbes effort-déplacement en compression et en flexion 3 points ont été enregistrées. Les figures 2, 3 et 4 montrent les résultats obtenus en compression pour les trois environnements (témoin, acide sulfurique et sulfate d'ammonium).



**Figure 2.** Courbes force-déplacement en compression (échantillons témoins).



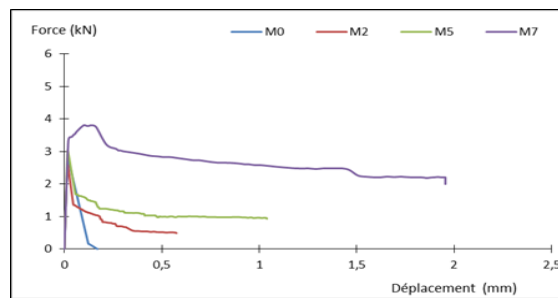
**Figure 3.** Courbes force-déplacement en compression (échantillons non pré fissurés).



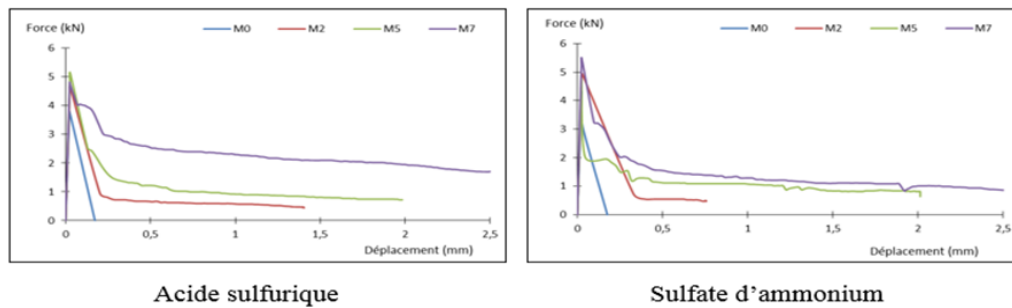
**Figure 4.** Courbes force-déplacement en compression (échantillons pré fissurés).

### 3.2. Caractéristiques mécaniques en flexion

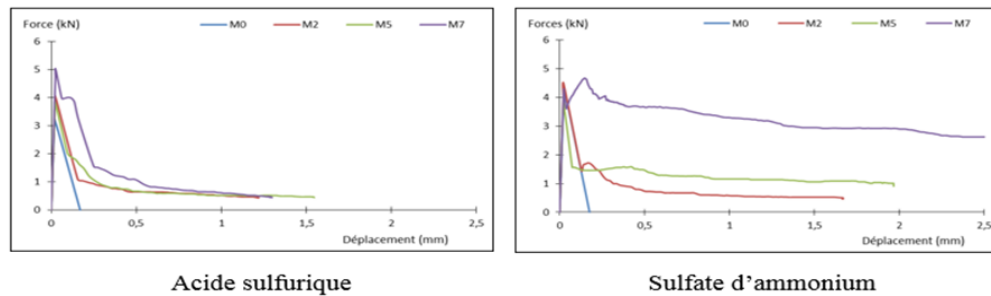
Les figures 5, 6 et 7 montrent les résultats obtenus en flexion des différentes éprouvettes.



**Figure 5.** Courbes force-déplacement en flexion (échantillons témoins).



**Figure 6.** Courbes force-déplacement en flexion (éprouvettes non pré fissurées).



**Figure 7.** Courbes force-déplacement en flexion (éprouvettes pré fissurées).

Pour tous les environnements, les mortiers fibrés à 0,75% de fibres (M7) ont présentés un meilleur comportement en compression et en flexion.

#### 4. Conclusion

Les éprouvettes conservées dans l'acide sulfurique et le sulfate d'ammonium, nous révèle la présence du gypse qui s'est manifesté selon deux aspects (plaques et aiguilles). Les mortiers soumis à l'attaque d'acide sulfurique ont été fortement dégradés avec des grains du sable déchaussés. Entre les grains de sable, la surface est couverte d'une couche blanche très dense (plaques). Par contre, la surface des échantillons exposés au sulfate d'ammonium a été moins dégradée, avec un dépôt extérieur léger de cristaux aciculaires transparents (aiguilles).

Pour toutes les séries étudiées, la résistance à la compression et à la flexion augmente avec le pourcentage en fibres. Les mortiers fibrés conservés dans le sulfate d'ammonium ont présenté des résistances supérieures par rapport aux mortiers témoins et aux mortiers conservés dans l'acide sulfurique. Ceci peut s'expliquer par l'obstruction des fissures par du gypse qui s'est manifesté sous forme d'aiguille.

#### 5. Bibliographie

- [REN 00] RENDELL F., JAUBERTHIE R., Camps J-P., «The effect of surface gypsum deposits on the durability of cementitious mortars under sulphate attack », *Concrete Science and Engineering*, vol. 2, 2000, p. 32-38.
- [ESC 08] ESCADEILLAS G., HORNAIN H., *La durabilité des bétons vis-à-vis des environnements chimiquement agressifs. Dans « La durabilité des bétons »*, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, 2008.
- [GER 96] GERARD B., BREYSSE D., AMMOUCHE A., HOUDUSSE O., DIDRY O., « Cracking and permeability of concrete in tension », *Mater. Struct.*, vol. 29, 1996, p. 141-151.
- [NÄG 95] NÄGELE E., « New and powerful method for the evaluation of multi parameter corrosion tests », *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n° 6, 1995, p. 1209-1217.
- [FED 11] FEDAOUI-AKMOUSSI O., JAUBERTHIE R., MOLEZ L., KACI S., HADDAD O., « Durabilité des bétons fibrés conservés en réseau d'assainissement », *XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Tlemcen, 29-31 Mai 2011, p. 359-369.

---

# Comportement mécanique d'un tronçon en té d'assemblage boulonné avec et sans précontrainte

**MeradBoudia Sofiane<sup>1</sup>, Benyelles Chemseddine<sup>1</sup>, Boumechra Nadir<sup>1</sup>, Missoum Abdelghani<sup>1</sup>, Bouchaïr Abdelhamid<sup>2</sup>.**

<sup>1</sup> EOLE, Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement, Département de Génie civil, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen, Algérie.

*meradsofiane@yahoo.fr, chemsoubenyelles@gmail.com, n\_boumechra@yahoo.fr, a.missoum@gmail.com*

<sup>2</sup> Université Clermont Auvergne, CNRS, SIGMA Clermont, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France

*abdelhamid.bouchair@uca.fr*

---

**RÉSUMÉ.** *Le présent article a pour but d'étudier le comportement mécanique de la zone tendue d'assemblages boulonnés par platine d'about. Elle est modélisée par des tronçons en té caractérisés par une longueur efficace permettant d'obtenir la résistance et la rigidité. Le diamètre et la position des boulons, l'épaisseur de la semelle du tronçon ainsi que la précontrainte dans les boulons influent sur sa résistance, son mode de ruine et sa rigidité. Un modèle numérique a été développé afin d'évaluer les performances mécaniques d'un tronçon en té comportant deux rangées de boulons avec et sans précontrainte. L'évolution des efforts internes dans les boulons et des efforts de levier sont présentés. Le modèle est validé en comparant sa courbe globale force-déplacement avec celle obtenue par essais expérimentaux disponibles dans la bibliographie.*

---

**ABSTRACT.** *The aim of this paper is to study the mechanical behaviour of the tensile zone in endplate bolted connections. It is represented by T-sub characterized by an effective length that represents the strength and the stiffness. The diameter and position of the bolts, the thickness of the T-sub flange and the pretension in the bolts influence its strength, failure mode and stiffness. A numerical model has been developed to evaluate the mechanical performances of a T-sub with two rows of bolts with and without bolt pretension. The evolutions of the internal forces in the bolts and the prying forces have been presented. The global load-displacement curve has been validated by comparison with experimental tests available in the bibliography.*

**MOTS-CLÉS :** *Assemblage, Zone tendue, Tronçon en Té, Boulons, Force de levier.*

**KEY WORDS:** *Joint, Tensile zone, T-sub, Bolts, Prying force.*

---

## 1. Introduction

La méthode des composantes, présentée dans l'Eurocode 3 [EC3 05] permet le dimensionnement d'un assemblage boulonné par platine d'about ou par cornière. Elle divise l'assemblage en différentes zones en fonction des sollicitations. La zone tendue a une influence majeure et peut être représentée par des tronçons en té représentant les différentes rangées de boulons.

La présente étude a pour but de développer un modèle numérique tridimensionnel permettant la discrétisation de deux tronçons en té de formes géométriques différentes et d'étudier leurs comportements. La première partie permet de valider les résultats numériques par comparaison avec des essais expérimentaux [PIL 01, JAS 94 et COE 04] tout en analysant l'effet de la longueur du tronçon. La deuxième partie permet de simuler la précontrainte dans le boulon et de quantifier son apport en phase élastique.

## 2. Caractéristiques des tronçons étudiés

Il s'agit de deux tronçons de propriétés géométriques et matérielles différentes et dont les résultats expérimentaux sont disponibles [PIL 01, JAS 94 et COE 04]. Ils sont obtenus à partir d'un IPE 300 et leur assemblage est assuré par deux rangées de boulons ordinaires de diamètres M12 et M16. Les différents détails de chaque tronçon sont présentés dans la figure 1 et le tableau 1 ci-dessous.

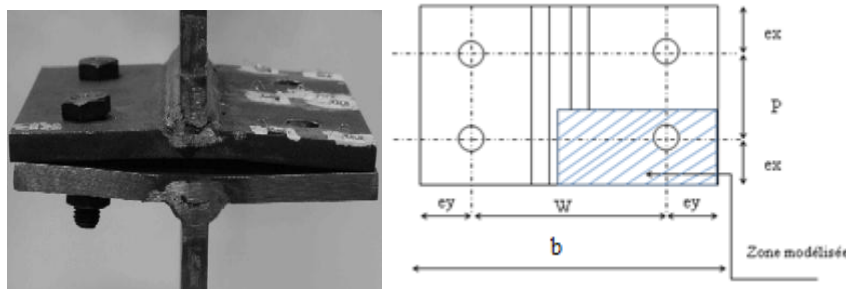


Figure 1. Géométrie des tronçons étudiés

Tableau 1. Caractéristiques matérielles et géométriques des tronçons

Tronçons	$f_y$ (MPa)	Dimensions (mm)						Boulons	
		b	L	P	W	$e_x$	$e_y$	$d_b$ (mm)	Classe de résistance
T1	431	150	80	40	90	20	30	M12	8.8
T2	270	150	210	90	100	60	25	M16	8.8

## 3. Modèle numérique

Le modèle numérique est développé en utilisant des éléments cubiques volumiques à 8 nœuds. En raison de la symétrie, seul le quart est modélisé (Figure 1). Le modèle se caractérise par un comportement non linéaire qui est dû à la loi matérielle des tronçons et des boulons, et à la non linéarité géométrique due aux grands déplacements et au contact entre les éléments. Les conditions aux limites considérées dans le modèle sont un blocage des déplacements dans la direction de X et Y pour représenter la symétrie et un blocage des déplacements dans le sens Z opposé au chargement. Le chargement est représenté par un déplacement imposé dans la direction de Y. La figure 2 ci-dessous illustre les conditions aux limites introduites dans le modèle.

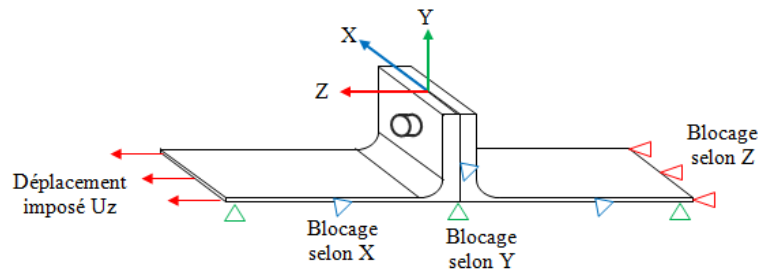


Figure 2. Conditions aux limites des tronçons étudiés.



Le contact entre éléments des tronçons étudiés est présent dans les zones suivantes : contact entre semelles des tronçons, contact entre écrou tète et semelles et contact en tige du boulon et trou de perçage (Figure 3).

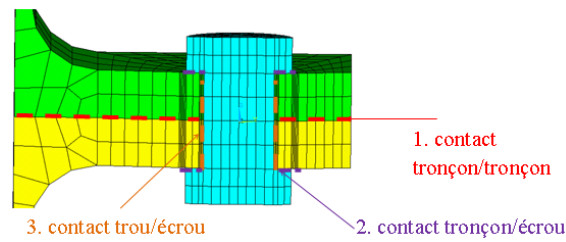


Figure 3. Zones de contact.

## 4. Résultats

### 1.1. Validation du modèle

Le modèle éléments finis est validé en comparant ses courbes force-déplacement avec celles des essais pour les deux tronçons. La comparaison montre que le modèle développé donne des résultats suffisants. La loi forces-déplacements des deux tronçons est présentée dans la figure 4.

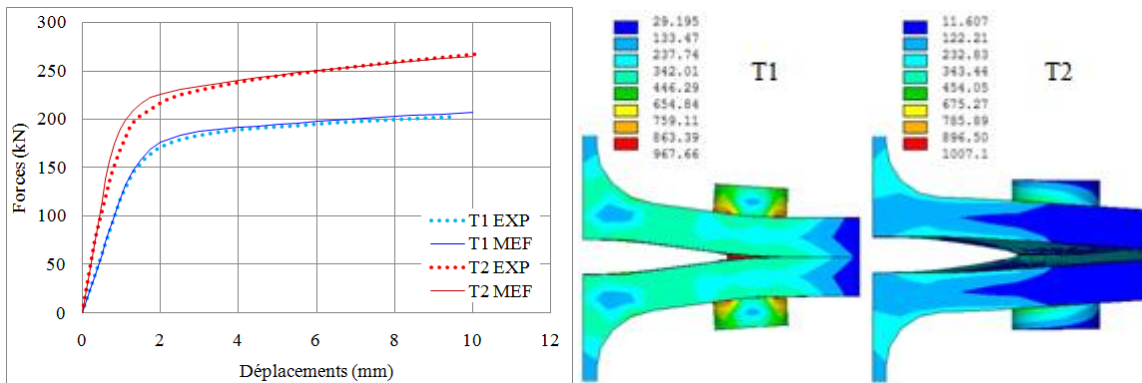


Figure 4. Validation du modèle (courbes force-déplacement et déformées au dernier pas de chargement).

### 1.2. Effort dans le boulon et force de levier

Une étape importante dans l'étude du tronçon en té est la détermination de l'effort dans le boulon (B), la force du levier (Q) et leurs rapports avec l'effort appliqué au tronçon en té (B/F et Q/F). Les résultats de ces efforts sont présentés dans la figure 5. Il peut être observé que l'effort dans le boulon dépasse le chargement appliqué et cela est dû à la présence du levier dès le début de chargement. La résultante de l'effort de levier est linéaire jusqu'à atteindre l'effort appliqué 140 kN pour T1 et 190 kN pour T2. Ensuite, une augmentation rapide est observée à cause de la plastification de la semelle du tronçon (équivalent d'une rotule plastique dans le modèle analytique) qui se traduit aussi par la diminution de la surface de contact entre les deux semelles fléchies.

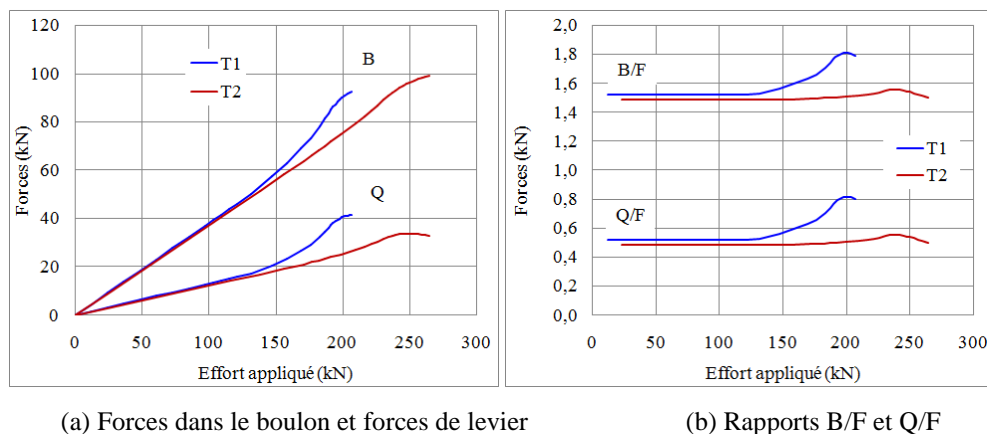


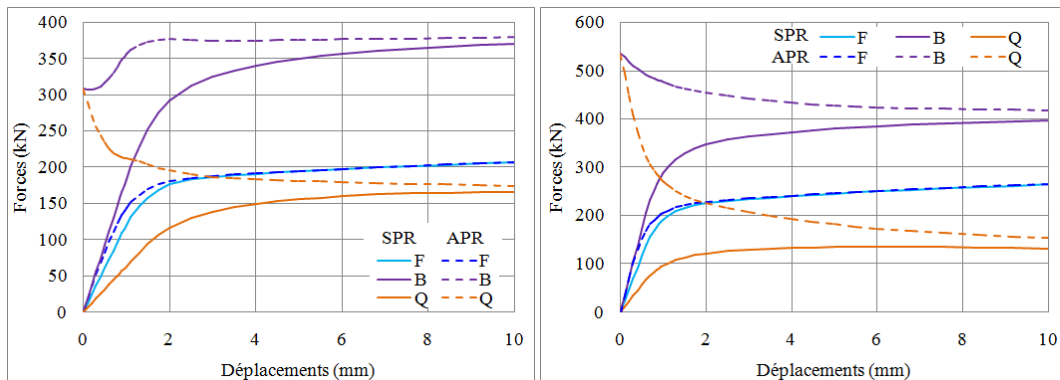
Figure 5. Evolution de l'effort dans le boulon et de l'effort de levier en fonction du chargement.

### 1.3. Effet de la précontrainte

L'effet de la précontrainte dans les boulons sur le comportement d'un tronçon en té intervient principalement dans la rigidité initiale, l'effort dans le boulon et l'effort de levier. Pour mieux cerner son effet, les mêmes tronçons analysés précédemment sont repris en considérant une précontrainte dans le boulon. Elle est prise égale à celle dite nominale proposée par l'Eurocode 3 [EC3 05]. Les courbes force-déplacement avec précontrainte (APR) sont comparés avec les résultats précédents sans précontrainte (SPR) et présentés ci-dessous.

**Tableau 2.** Effet de la précontrainte sur la rigidité initiale.

Tronçons	Précontrainte (kN)	$K_{ini}$ (kN/mm)		
		SPR	APR	Différence %
T1	77	122	148	+21%
T2	133	224	261	+17%



(a) - Tronçon court T1

(b) - Tronçon long T2

**Figure 6.** Effet de la précontrainte sur l'évolution de  $F$ ,  $B$  et  $Q$ .

Le tableau 2 et la figure 6 montrent l'effet de la précontrainte sur le comportement du tronçon en Té. Il peut être observé que son influence est considérable dans la phase élastique où la rigidité est assez importante par rapport au cas non précontraint, ainsi que sur l'effort du boulon ( $B$ ) et l'effort de levier ( $Q$ ).

### 5. Conclusion

Dans cette étude, deux tronçons en té de propriétés géométriques et matérielles différentes ont été modélisés. Les résultats numériques ont montré que le modèle numérique peut représenter le fonctionnement d'un tronçon en té d'une manière satisfaisante y compris en phase non linéaire.

L'étude a montré la différence du comportement entre tronçons court et long. La longueur du tronçon en té permet une répartition de l'effort en zone de contact. Cela influe sur l'effort dans le boulon et l'évolution de la résultante de la force de levier dans la semelle. Elle a aussi montré l'effet significatif de la précontrainte dans le boulon. La surface de contact entre les semelles des tronçons créée par la précontrainte du boulon améliore d'une part la rigidité initiale de l'assemblage et d'autre part elle amplifie l'effort de levier qui va solliciter beaucoup plus le boulon.

### 6. Bibliographie

- [COE 04] Coelho A.M.G., Frans S.K., Bijlaard, Gresnigt N., and Da Silva L.S., « Experimental assessment of the behaviour of bolted T-stub connections made up of welded Plates », Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, N° pp. 269–311, 2004
- [EC3 05] Eurocode3., Calcul des structures en acier Partie 1-8 : Calcul des assemblages. EN 1993-1-8:2005, 2005.
- [JAS 94] Jaspart J.P., « Numerical simulation of a T-stub – experimental data », Doc. C1WD6/94-09, 1994.
- [PIL 01] Piluso V., Faella C. and Rizzano G., « Ultimate Behaviour of Bolted T-stubs, II Experimental Analysis », Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 6, pp. 694-704, 2001.

---

# Corrosion des armatures : méthodologies de suivi de la durée de vie des ouvrages en béton armé

Chérifi W.<sup>1</sup>, Houmadi Y.<sup>2</sup>, Benali O.<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire des structures intelligentes, centre universitaire de Ain Temouchent – Algérie, cherifi.wafa@outlook.fr

<sup>2</sup> Laboratoire des structures intelligentes, centre universitaire de Ain Temouchent – Algérie, houmadiyoucef@yahoo.fr

<sup>3</sup> Département de Biologie, Faculté des sciences, Université de Saida – Algérie, benaliomar@hotmail.com

---

**RÉSUMÉ.** La durabilité des structures en béton armé est devenue une préoccupation majeure pour toutes étapes de construction : la conception, la réalisation et la maintenance de ces ouvrages. La durée de vie est en grande partie liée à la durabilité du matériau mis en œuvre, d'où le béton est estimé plus durable s'il résiste à la pénétration d'agents agressifs. Contrairement aux actions mécaniques, les actions environnementales ne sont pas réversibles et accumulent des composants dangereux dans le béton comme les ions chlorures. La mauvaise estimation de la gravité des actions environnementales cause un pourcentage élevé de dommages à des structures en béton armé. Ces dernières auront besoin d'être réparé après une courte durée de vie. Aujourd'hui, la restauration et la réparation des structures en béton armé est presque aussi importante que de nouvelles constructions. La corrosion des armatures est l'un des principaux phénomènes déterminants pour la durée de vie de la structure. A cet effet, les résultats des travaux expérimentaux présentés dans cet article sont le fruit d'un travail qui est à mi-parcours. Il s'agit d'essais de laboratoire effectués essentiellement sur des bétons ordinaires à l'état durci ou plusieurs bancs d'essais ont été mis au point en vue d'évaluer le risque de corrosion à l'aide d'essais non destructifs « appareil CANIN+ ». Les résultats obtenus à l'aide de ces mesures révèlent une diminution du potentiel de corrosion pour les éprouvettes confectionnées en béton armé dans un milieu agressif (contenant 3% NaCl) par rapport au milieu de référence. Le déroulement des essais dans les différents milieux confirme l'agressivité de l'environnement sur les structures et l'intérêt de l'enrobage.

**ABSTRACT.** The durability of reinforced concrete structures has become a major concern for all steps of construction: the design, construction and maintenance of these structures. The lifetime is largely related to the durability of the material used, hence the concrete is considered more durable if it resists the penetration of aggressive agents. Unlike mechanical actions, environmental actions are not reversible and accumulate hazardous components in concrete such as chloride ions. The poor estimate of the severity of environmental actions causes a high percentage of damage to reinforced concrete structures. These last will need to be repaired after a short life. Today, restoration and repair of reinforced concrete structures is almost as important as new constructions. Corrosion of steel is one of the main determinants of the lifetime of the structure. To this effect, the results of experimental work presented in this paper are the result of work that is at the half way. These are laboratory tests carried out mainly on ordinary concretes in the hardened state or several test benches have been developed to assess the corrosion risk using non-destructive testing " CANIN + device ". The results obtained using these measurements reveal a reduction in the corrosion potential for reinforced concrete test specimens in an aggressive environment (containing 3% NaCl) with respect to the reference environment. The tests conducted in the various environments confirm the aggressiveness of this on the structures and the interest of coating.

**MOTS-CLÉS :** Durabilité, corrosion, potentiel, béton armé, CANIN +.

**KEY WORDS:** durability, corrosion, potential, reinforced concrete, CANIN +.

## 1. Introduction

En règle générale, le béton armé donne de bons résultats en termes de performance structurelle et de durabilité. Pour la plupart des ouvrages en béton armé, la corrosion des armatures est l'un des principaux phénomènes décisifs pour la durée de vie de la structure. La pénétration des agents agressifs est la cause physico-chimique la plus importante qui réduit la durée de service des ouvrages en béton armé par la corrosion des armatures. Il existe divers structures en béton armé important pour notre infrastructure, en particuliers les ponts et les bâtiments qui présentent une usure prématurée due à des actions environnementales (NF EN 206). Ces actions sont irréversibles accumulent des agents dangereux dans le béton (ion chlorure). Ils provoquent des éclatements de béton et l'apparition de fissures dus principalement à la corrosion de l'acier.

La dégradation des ouvrages en béton armé constitue un problème majeur du point de vue économique et engendre d'importantes charges en termes d'entretien et de réhabilitation. En raison de l'importance de ce problème, de nouveaux textes (**Eurocode 2 et NF EN 206**) ont pris en compte l'importance de la durabilité du béton sur la définition des classes structurales [**GHO 11**]. De plus, plusieurs progrès ont été réalisés tant sur les agents permettant de retarder ou d'inhiber la corrosion, que sur le développement d'appareils capables de relever une information :

- Sur le progrès des agents agressifs ;
- Sur les conséquences de la corrosion des armatures sur l'intégrité du béton armé.

Etant donné l'impact de la corrosion des armatures sur l'économie des pays, plusieurs chercheurs se sont appliqués à créer et développer des méthodes non destructives nécessaires pour appréhender les pathologies des structures et dresser un bilan général de leur état. Devant pareilles situations, la stratégie a abordé afin de prévenir et de lutter contre la dégradation causée par la corrosion reste encore l'utilisation CANIN+ qui facilite le travail d'investigation des ingénieurs. Cela va permettre de préserver et d'évaluer la longévité des structures.

L'objectif principal de cette contribution est de mettre en exergue l'importance de la prise en compte des méthodes non destructives dans la prévention et la lutte contre les dégradations des structures en béton armé provoquées par les ions de chlorures. Dans cette perspective, nous avons réalisé un programme expérimental, sur un béton armé afin d'évaluer son potentiel de corrosion dans le temps.

## 2. Programme expérimental

### 2.1. Préparation des éprouvettes

Les barres d'armatures utilisées de diamètre 10 mm, ont été brossées à l'aide d'une brosse métallique et nettoyées avec de l'acide sulfurique 10%. La préparation des barres avait pour but d'uniformiser les surfaces et d'éliminer la couche passive formé à la surface de l'acier.

Deux catégories d'échantillons cylindriques de béton et mortier SIKATOP® SF 126 ont été préparés :

- Catégorie 1 : de diamètre 60 mm dans lesquels des armatures sont positionnées à un enrobage de 25mm, simulant un environnement courant recommander par la norme NF EN206-1 (enrobage  $e = 1,5$  à 3 cm) ;
- Catégorie 2 : de diamètre 110 mm avec armatures positionnées à un enrobage de 50 mm pour simuler les conditions les plus défavorables vis-à-vis de la pénétration des agents agressifs, d'où la norme NF EN206-1 recommande un enrobage  $e > 40$  mm (figure 1).

Ensuite, les échantillons ont été démoulés et immergés dans un bassin d'eau thermostaté à 20° C, pour une cure de 28 jours. Après la cure, les corps d'épreuve sont immergés partiellement dans 3 différents milieux :

- Milieu 1 : une solution de référence contenant la portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  pour assurer les même conditions environnementales d'une structure en béton armé (S1) ;
- Milieu 2 : une solution additionnée de chlorures (S1+30 g/l NaCl, représentant la concentration en sel de la mer méditerranée) ;
- Milieu 3 : l'ajout d'un inhibiteur au troisième milieu (S1+3%NaCl+inhibiteur de type SIKA FERROCARD 903).

Afin de maintenir les conditions aux limites constantes, les solutions dans le banc d'essai sont renouvelées régulièrement.

La figure 1 montre la géométrie des éprouvettes, soumises aux tests de mesure du potentiel de corrosion à l'aide de l'appareil CANIN+. L'armature simple est enfoncée à une profondeur de 12,5cm. L'enrobage est maintenu au fond de l'éprouvette, en contact avec la solution saline, afin d'éviter d'éventuelles risques de corrosion [SAI 13]. Les armatures sont placées directement dans les éprouvettes pour simuler un état réel d'une structure en béton armé exposé à un milieu agressif

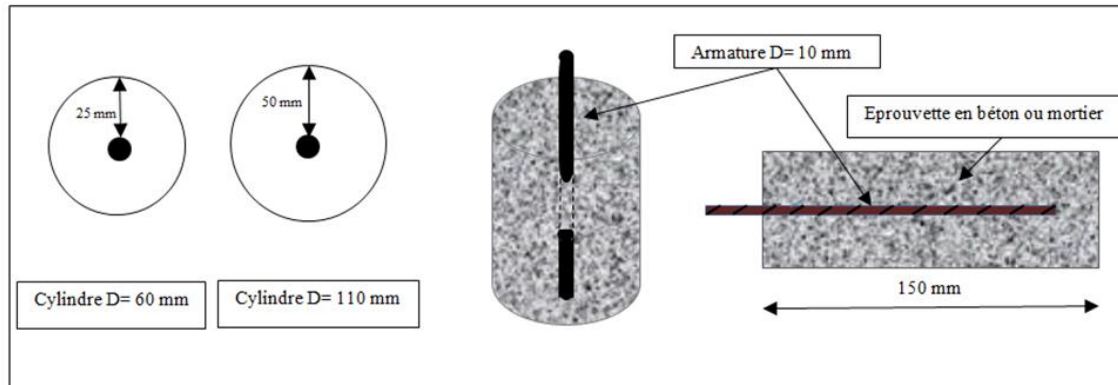


Figure 1. Schéma géométrique des éprouvettes.

## 2.2. Mesure du potentiel

Afin d'obtenir une image caractéristique de l'état de corrosion de la surface métallique dans le béton ou mortier, une mesure se fait à la surface de ces derniers par l'appareil CANIN+. A cette fin, l'électrode de référence est une demi-cellule de Cu/CuSO<sub>4</sub>. Elle est composée d'une tige de cuivre immergée dans une solution de sulfate de cuivre saturé. Cette électrode est connectée via un voltmètre de haute impédance (R=10MΩ) à l'armature (figure 2). Il s'agit de mesurer la différence de potentiel entre l'armature dans le béton ou mortier et une électrode de référence placée sur le parement de ces derniers.

Les valeurs des potentiels mesurés sont comparées aux valeurs citées dans la norme ASTM C-876-91 (ré-approuvé en 1999) qui délimitent les probabilités de corrosion. Pour le cas d'une électrode de référence Cu/CuSO<sub>4</sub> les valeurs à comparer sont citées dans le tableau 1. Ainsi ça nous permet d'estimer le degré d'enrouillement des aciers dans du béton.

Tableau 1. Les valeurs de potentiel citées dans la norme ASTM C-876-91 [AST, 99].

Valeur du potentiel	Activité de corrosion
$E_p \geq -200 \text{ mV}$	Inférieur de 10% de probabilité de corrosion
$-350 \text{ mV} \leq E_p < -200 \text{ mV}$	50% de probabilité de corrosion
$E_p < -350 \text{ mV}$	Entre 50 et 90% de probabilité de corrosion

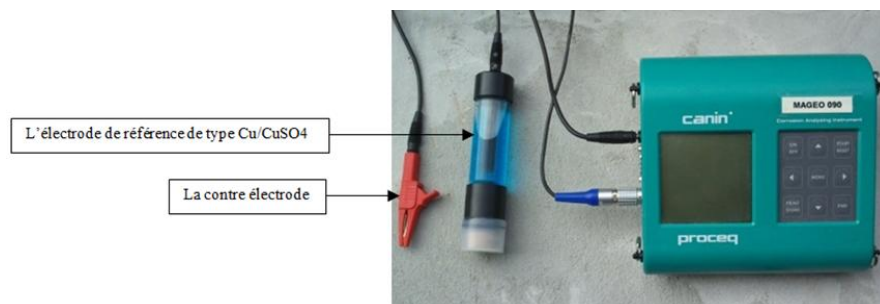
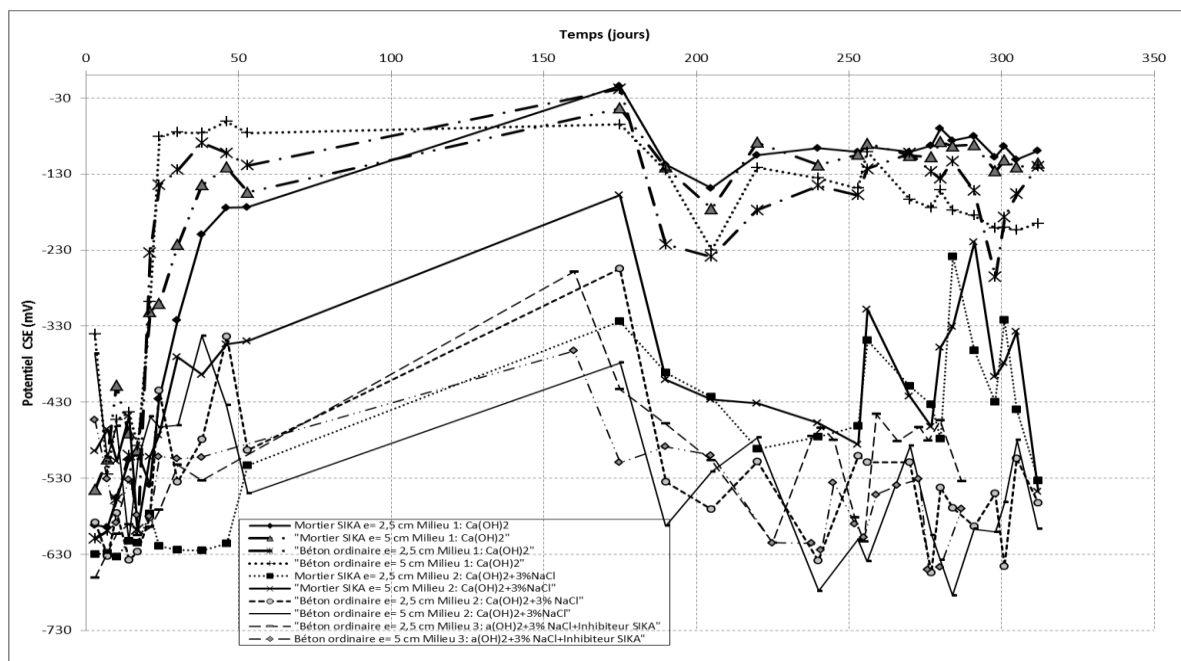


Figure 2. L'appareil CANIN+.

### 3. Résultats et discussion

La figure 3 montre que tous les systèmes obtenus pour les cas traités, donnent un potentiel inférieur au potentiel du milieu 1 (milieu témoin). Lorsque les aciers sont noyés dans le béton frais, une couche d'oxyde se forme suite au contact du béton à l'armature. La solution alcaline des pores du béton produit une oxydation rapide en surface de l'acier pour former un film passif [SAI 13], ce qui s'est passé pour les éprouvettes en milieu 1. Ce phénomène de passivation, n'arrête pas la réaction de corrosion, mais la limite à quelques microns par année [ROS 89]. Cependant, la présence des ions chlorures au pourtour des armatures (cas milieu 2 et 3) compromet la stabilité du film passif et accélère la réaction de corrosion. D'où le potentiel fluctue dans un intervalle de -600mV à -350 mV. D'après le tableau 1, nous pouvons dire qu'il y a une probabilité de 50 à 90% de corrosion. Ces valeurs nous renseignent que nos armatures sont corrodés.

Nous remarquons aussi que toutes mesures de potentiel faites pour un enrobage de 5 cm varient de -500 à -300 mV contrairement à l'enrobage de 2,5 cm, cette dernière tend vers -600 mV. A cet effet, nous constatons l'importance de l'enrobage dans les milieux agressifs prouvant ainsi que plus l'enrobage est important plus la diffusion des ions chlorures est moindre. Les résultats obtenus sont conformes à ceux trouvés dans la littérature [EN 206 ET SAI 13]. Aussi nous remarquons une augmentation du potentiel de -600 à -400 mV qui peut être justifiée par la présence d'inhibiteur dans le milieu 3 ou le mortier SIKATOP. Ces conclusions nous amènent à considérer l'importance d'utilisation d'inhibiteur pour la protection de nos structures en béton armé.



**Figure 3.** Mesure du potentiel en fonction du temps pour un béton ordinaire et un mortier SIKATOP dans 3 différents milieux : le milieu 1 (CaOH<sub>2</sub>), milieu 2 (CaOH<sub>2</sub> et 3% NaCl) et milieu 3 (CaOH<sub>2</sub>, 3% NaCl et inhibiteur de type SIKA FERROCARD 903).

### 4. Bibliographie

[AST 99] ASTM C 876, Standard Test Method for Half-Cell potentials of uncoated Reinforcing steel in concrete, Norme ASTM, 1991, réapprouvés en 1999.

[GHO 11] Ghomari F. Maladies des ouvrages en béton armé, Etude expérimentale, 8<sup>ème</sup> séminaire Technique de Lafarge, 13-14 décembre 2011, Alger. Pp. 178-190.

[ROS 89] Rosenberg A., Hansson C.M., Andrade C., Mechanism of corrosion of steel in concrete, Materials Science of Concrete, American Ceramic Society, 1 (1989), 285-314.

[SAI 13] Sail L. Etude de la performance d'inhibiteurs de corrosion à base de phosphate pour les constructions en béton armé, Thèse de Doctorat, Université de Tlemcen, Algérie, Soutenue en 2013.

---

# Détermination des principales caractéristiques physiques et mécaniques du sapin blanc du massif central et de l'okoumé du Gabon.

C.F. Pambou Nziengui<sup>1</sup>, J. Turesson<sup>2</sup>, B. Odounga<sup>2</sup>, M. Ekevad<sup>2</sup>, R. Moutou Pitti<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Université Clermont Auvergne (UCA), CNRS, Institut Pascal, BP 10448, 63000 Clermont-Ferrand, France, Email : Claude\_Feldman.PAMBOU\_NZIENGUI@etu.uca.fr, bernard.odounga@etu.uca.fr, mats.ekevad@ltu.se rostand.moutou\_pitti@uca.fr, jonas.turesson@ltu.se,

<sup>2</sup> Luleå University of Technology, Division of Wood Science and Engineering, Department of Engineering Sciences and Mathematics, 1, Forskargatan str., 931 87, Skelleftea, Sweden;

---

*RÉSUMÉ. L'étude suivante, présente sous la base d'une série d'essais réalisés sur des éprouvettes d'essences tempérée (sapin blanc du massif central ou Picea alba Mils) et tropicale (okoumé du Gabon ou Aucoumea Klaineana Pierre...), une base de données de leurs différentes propriétés physiques et mécaniques. Les essais sont réalisés en intérieur à température ambiante, sur des éprouvettes dimensionnées selon la norme française [AFN 06]. Ces éprouvettes, dont les propriétés physiques sont préalablement déterminées, sont chargées en flexion statique 4-points sur une presse électrostatique. Puis grâce à des méthodes de calculs normalisées, une détermination des principaux paramètres mécaniques de ces espèces est effectuée. Pour des densités proches, les résultats des différentes analyses comparatives montrent qu'il n'y a pas de différences significatives entre les paramètres mis en valeur, dans cette étude, pour ces différentes espèces malgré la différence de leurs zones de croissances.*

*ABSTRACT. The following study, shows on the basis of a series of tests carried out on samples of White fir species of the central massif and okume of Gabon, a database of the different physical and mechanical properties of these species. The tests are carried out indoors at room temperature, on specimens sized according to the French standard [AFN 06]. These specimens, whose physical properties are previously determined, are loaded in 4-point static bending on an electrostatic press. Then, using standardized calculation methods, a determination of the main mechanical parameters of these species is made. The results of the various comparative analyzes carried out show that there are no significant differences between the parameters highlighted in this study for these different species despite the difference between their growth areas.*

*MOTS-CLÉS : Sapin Blanc, Okoumé, Massif central, Essence tropicale, caractérisation physique, caractérisation mécanique*

*KEY WORDS: White fir, Okume, Massif Centrale, Tropical specie, physical characterization, mechanical characterization*

---



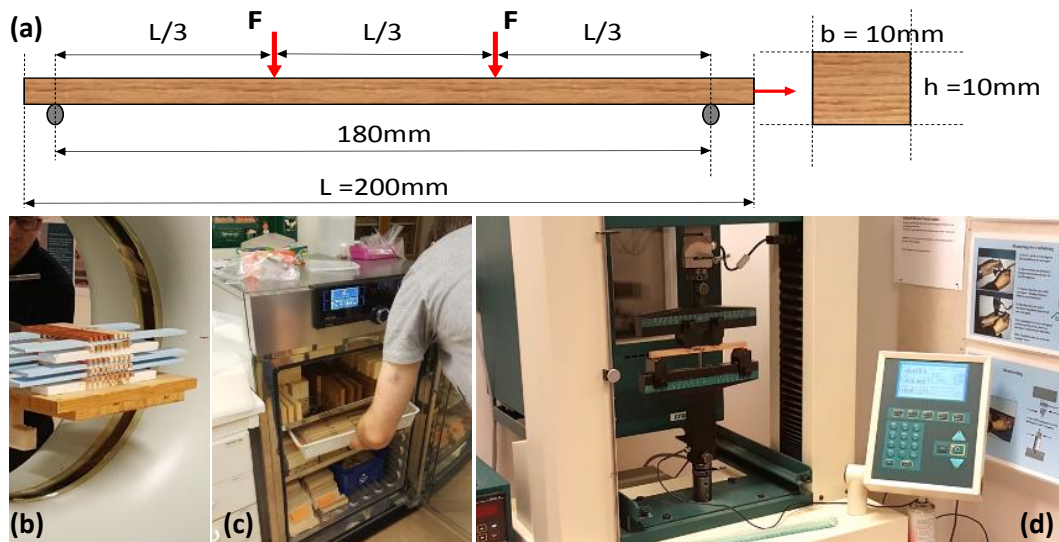
## 1. Introduction

Prédire le comportement du bois sous sollicitations mécaniques ou environnementales est primordial pour améliorer la conception et la durabilité des structures bois. Cela renvoie notamment à la maîtrise des différentes caractéristiques physiques et mécaniques du bois. Mais cette maîtrise est rendue quasi impossible par la multitude de climats rencontrés à travers le monde qui attribuent à chaque espèce un caractère plus ou moins endémique propre au milieu dans lequel on le retrouve. La mise en exergue de ces caractéristiques permet de classer, dans chaque milieu, ces bois du plus léger au plus lourd. C'est dans cette optique qu'une étude comparative est menée sur deux essences dites légères, une tempérées (*Abies Alba Mil*, sapin blanc) et une tropicale (*Aucoumea Klaineana Pierre*, okoumé). L'*Abies Alba Mil* communément appelé sapin blanc est une essence qui pousse dans les milieux tempérés. Elle est de la famille des Pinaceae et est souvent utilisée en structure pour des charpentes lourdes et légères, en lamellé-collé, pour des ossatures, comme pâte à papier ou comme panneaux de fibre, ... [NGU 16]. L'*Aucoumea Klaineana Pierre* communément appelé okoumé, est une essence de la famille des burseraceae et endémique de la région du bassin du Congo. Elle est souvent utilisée en structure, pour l'intérieur des contreplaqués, comme bois de coffrage, comme panneau latté, comme produits finis ou semi-finis ou comme pâte à papier, ... [PAM 17].

L'objectif de ce travail est de mettre sur pied une base de données des principales propriétés physiques et mécaniques de ces deux essences qui, sous la base de l'étude bibliographique menée, présentent une certaine similitude, pouvant se substituer l'un à l'autre au vu de leur utilisation industrielle ou rurale. Les essais sont réalisés en intérieur à température ambiante, sur des éprouvettes de bois dimensionnées selon la norme française [AFN 06]. L'un des objectifs de cette étude, est de montrer, s'il existe ou non, une variabilité significative des caractéristiques mises en valeurs dans cette étude. Le travail consiste entre autre, à déterminer les paramètres physiques et mécaniques intrinsèques à chaque espèce tels que : le Module d'élasticité (MOE) ; la densité ( $\rho$ ) ; la force maximale à la rupture ( $F_R$ ) ; ... et de conclure par des analyses rigoureusement effectuées s'il existe des différences significatives entre les propriétés de ces deux essences.

## 2. Matériel et Méthodes

Deux espèces de bois sont étudiées dans ce travail, le sapin blanc (S) et l'okoumé (O). La figure 1 présente l'ensemble des étapes entreprises durant l'étude. Les essais sont réalisés sur 12 éprouvettes (6 S et 6 O) de bois de dimensions  $200 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$  (Figure 1a). Après usinage, à l'aide d'un CT-scanner, un scan est effectué sur les éprouvettes afin d'avoir une idée de l'orientation, de la disposition des cernes et des éventuels nœuds sur chaque spécimen (Figure 1b). Puis, les éprouvettes sont introduites dans une chambre climatique réglée à une température de  $20^\circ\text{C}$  et une humidité relative de 64,7% pour conditionnement pendant 24h (Figure 1c). Enfin les éprouvettes sont chargées en flexion 4-points, jusqu'à rupture, sur une presse électrostatique (Figure 1d).



**Figure 1.** Etapes de caractérisation des éprouvettes de sapin et d'okoumé ; (a) dimensions des éprouvettes ; (b) passage au CT-Scanner ; (c) conditionnement ; (d) essais de flexions 4-points jusqu'à rupture des éprouvettes.

Le tableau 1 présente les caractéristiques physiques et mécaniques des éprouvettes étudiées.

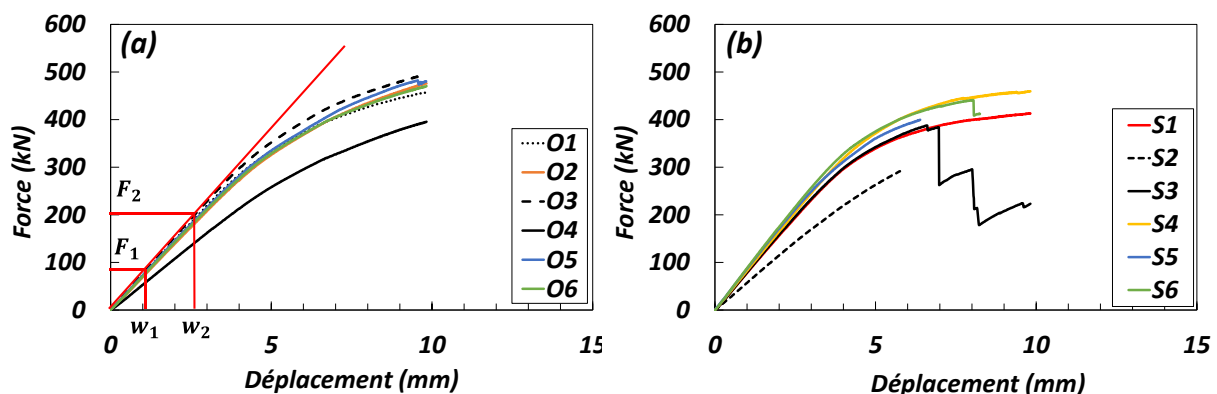
**Tableau 1.** Caractéristiques physiques et mécaniques des poutres étudiées.

Espèces	Ep	M (g)	b (mm)	Nb	h (mm)	L (mm)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	HI (%)	F <sub>R</sub> (kN)	MOE (GPa)
Sapin Blanc (S)	S1	8,43	9,71	11	9,66	200,26	0,45	10,82	0,41	9,78
	S2	8,26	9,63	10	9,73	200,31	0,44	10,38	0,29	7,14
	S3	9,31	9,64	7	9,62	200,88	0,50	11,10	0,38	10,19
	S4	8,50	9,77	6	9,70	200,86	0,45	10,63	0,46	10,42
	S5	7,47	9,81	2	9,71	200,80	0,39	10,83	0,37	9,76
	S6	8,28	9,86	2	9,82	200,23	0,43	10,86	0,35	8,65
Okoumé (O)	O1	9,52	9,89	-	9,49	200,15	0,51	11,86	0,46	9,20
	O2	9,33	9,72	-	9,77	200,29	0,49	10,81	0,47	8,68
	O3	10,15	9,89	-	9,80	200,25	0,52	11,26	0,49	9,37
	O4	9,33	9,82	-	9,60	200,4	0,49	11,30	0,39	6,60
	O5	10,02	9,98	-	9,86	200,18	0,51	11,79	0,48	8,39
	O6	10,19	9,89	-	9,61	200,38	0,53	11,57	0,47	8,37

Ep : éprouvettes ; M : masse de l'éprouvette ; b : épaisseur ; Nb : nombre de bois de printemps observable sur une surface ; h : hauteur ; L : longueur totale de l'éprouvette ;  $\rho$  : densité ; HI : humidité interne de départ des éprouvettes de bois ; F<sub>R</sub> : force à la rupture des éprouvettes testées ; MOE : Module d'élasticité longitudinale de l'éprouvette

### 3. Résultats

La figure 2 présente les courbes force-déplacement obtenues sur l'ensemble des éprouvettes testées en flexion 4 points. Les modules d'élasticité spécifiques de chaque échantillon figurant dans le tableau 1 sont déterminés de ces courbes grâce à l'équation 1 tirée de la norme française [AFN 06].



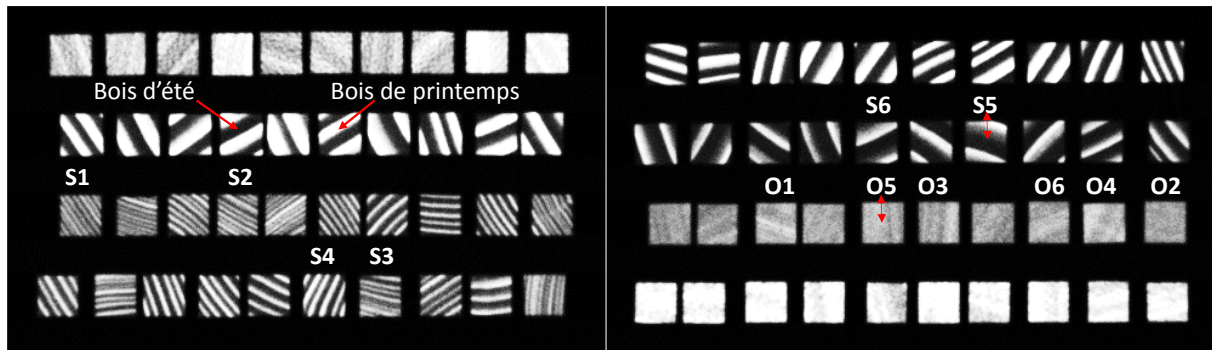
**Figure 2.** Courbes Force-Déplacement des éprouvettes d'Okoumé (a) et de sapin blanc (b).

$$E = (L/3)^3 \times (F_2 - F_1) / (16I)(W_2 - W_1) \quad [1]$$

Dans cette équation F<sub>2</sub>-F<sub>1</sub> est un accroissement de force sur la ligne de régression et W<sub>2</sub>-W<sub>1</sub> est l'accroissement de flèche en millimètres correspondant (Figure 2) tels que décrit dans la norme [AFN 06].

La figure 3 montre les cartes issues des scans réalisés à l'aide du CT-scan sur les éprouvettes de bois d'okoumé et de sapin blanc. Sur l'espèce S (S1,...S6) la distinction entre bois d'été et bois de printemps est facilement observable, par contre sur les éprouvettes de l'espèce O (O1,...O6), cette distinction est quasiment impossible à réaliser, les bois d'été et de printemps semblent plus compact. On observe aussi une variabilité du nombre de bois d'été (ou de printemps) au sein de la même espèce S. En effet, les 6 éprouvettes de l'espèce S étudiées, peuvent être classées suivant 3 groupes, dont le critère de classement est le nombre de bois de printemps (ou d'été) observable sur la surface scannée (voir tableau 1). Cette variabilité du nombre de bois d'été (ou de printemps), sur une même surface d'étude, pourrait expliquer la variabilité des caractéristiques physico-mécaniques intrinsèques, observable, au sein de la même espèce. Aussi, la différence observable sur la densité

moyenne des deux espèces ( $0,44\pm 0,02$  g/cm<sup>3</sup> pour l'espèce S et  $0,50\pm 0,01$  g/cm<sup>3</sup> pour l'espèce O) pourrait être due à la distinction faite entre le bois d'été et le bois de printemps chez l'espèce S, et leur non mise en évidence chez l'espèce O. l'explication logique apportée à la densité plus importante observée chez l'espèce O au détriment de l'espèce S, pourrait s'expliquer par le climat rude (fortes pluviométries 1900mm, humidité relative annuelle 85%, température moyenne annuelle 27°C pour le Gabon par exemple [PAM17]) auquel sont soumis les espèces tropicales, qui présentent des valeurs des paramètres climatiques largement au-dessus de celles présentes dans les zones tempérées.



**Figure 3.** Cartes de la disposition des cernes (bois d'été et bois de printemps) sur les surfaces des poutrelles étudiées.

#### 4. Synthèse

Les résultats obtenus sur la caractérisation physico-mécanique des éprouvettes des deux espèces présentent des paramètres ayant des valeurs quasi-similaires. En effet, les comparaisons effectuées sur les moyennes  $\pm$  écart-type des MOE ( $9,32\pm 0,82$  GPa pour les éprouvettes de sapin,  $8,43\pm 0,55$  GPa pour les éprouvettes d'okoumé) ne montrent pas de grandes différences significatives. Néanmoins, il existe une légère différence des valeurs des densités des deux espèces étudiées ( $0,44\pm 0,02$  g/cm<sup>3</sup> pour les éprouvettes de sapin,  $0,50\pm 0,01$  g/cm<sup>3</sup> pour l'okoumé). Cette légère différence pourrait trouver son explication autour de la différence des milieux de croissance des deux espèces. Les essences des milieux tropicaux par exemple (okoumé), sont soumises toute l'année à des conditions climatiques rudes (forte pluviométrie, forte humidité,...), présentent une densité supérieure à ceux des milieux tempérés (sapin blanc). L'exploitation des résultats morphologiques donnés par le CT-scanner donne plus d'informations sur ces deux essences notamment sur la différence observée sur leur densité respective qui semble être étroitement liée à la distinction entre bois d'été et bois de printemps.

#### 5. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier l'université de Technologie de Luleå à Skellefteå en Suède (Dick Sandberg), notamment la division science bois et ingénierie du département des sciences de l'ingénieur et des mathématiques pour la mise à disposition du matériel d'étude. Les auteurs remercient aussi le Programme TOR de l'Ambassade de France en Suède qui a permis la collaboration initiale mais aussi l'ANR pour le soutien financier de ce travail à travers le projet CLIMBOIS N° ANR-13-JS09-0003-01 labellisé par ViaMeca. Et enfin, les auteurs remercient le CNRS qui a en partie soutenu financièrement ce travail via le projet PEPS "Ingénierie verte" RUMO.

#### 6. Bibliographie

[AFN 06] AFNOR, NF EN 1995-1-1., « Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois –Partie 1-1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments », Edition AFNOR, 2006.

[NGU 16] NGUYEN S.L., Modélisation hydromécanique du bois : application au sapin blanc du Massif Central, Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal – Clermont Ferrand 2, 2016.

[PAM 17] PAMBOU NZIENGUI, C. F., IKOGOU, S., MOUTOU PITTI, R. (2017). *Impact of cyclic compressive loading and moisture content on the mechanical behavior of Aucoumea Klaineana Pierre*. Wood Material Science & Engineering, 2017, p. 1-7.

# Effet de la nature des fibres végétales sur les performances mécaniques et les propriétés de transfert des mortiers à base de metakaolin

A.Belkadi<sup>1,2</sup>, S.Aggoun<sup>2</sup>, C.Amouri<sup>3</sup>, A.Geuttala<sup>1</sup>

<sup>1</sup>. Département de génie civil et hydraulique, Université Mohamed Khider de Biskra, Algérie

<sup>2</sup>. L2MGC, Université de Cergy-Pontoise, F9500 Cergy-Pontoise, France

<sup>3</sup>. Département de génie civil, Université Montouri, Constantine, Algérie.

---

*RÉSUMÉ.* Ces dernières années, l'utilisation des fibres végétales suscite un regain d'intérêt. En effet, ces fibres peuvent représenter une alternative aux fibres traditionnelles utilisées dans les matériaux de construction, telles que les fibres polypropylènes. Le développement durable exige des matériaux respectueux de l'environnement donc des matériaux naturels. En ce sens, les fibres végétales utilisées comme renfort pour les matériaux cimentaires constituent une option très intéressante pour l'industrie de la construction.

Ainsi, cet article examine les performances mécaniques (résistance à la flexion) et les propriétés de transfert (conductivité thermique) des mortiers cimentaires renforcés par des fibres végétales. Les fibres végétales utilisées dans ce travail (Dis, Alfa, Palmier dattier et Chanvre) ont été préalablement traitées avec de l'hydroxyde de calcium.

Les résultats obtenus par ce travail montrent que les mortiers renforcés de fibres végétales présentent une meilleure capacité de déformation que le mortier témoin sans fibres. En outre, la meilleure résistance à la flexion a été enregistrée pour les mortiers de chanvre et du palmier dattier. Concernant la conductivité thermique des mortiers fibrés, elle a été réduite d'environ 15% bien que le taux des fibres introduit est relativement faible (0,1%).

Ces résultats laissent présager d'un avenir prometteur pour l'utilisation des fibres végétales dans les matériaux cimentaires.

*ABSTRACT.* The use of vegetable fibers has regained interest in different fields. In fact, fibers may represent an alternative to traditional fibers incorporated in building materials, such as polypropylene fibers. Sustainable development requires the adoption of ecofriendly and natural materials. In this approach, using vegetable fibers as reinforcement for cementitious materials represents an interesting option for concrete industry.

Thus, this article studies mechanical performances and transfer properties of cementitious mortars reinforced with vegetable fibers. The used fibers were Dis (DS), Alfa (AF), Date palm (DP) and Hemp (HE). They were subjected to prior treatment with calcium hydroxide.

The results show that reinforced mortars with vegetable fibers represent a better deformation capacity than the control mortar without fibers; the best bending strength was recorded for hemp and date palm mortars; the addition of vegetable fibers leads to thermal conductivity decrease by 15% for a content of 0.1%.

*MOTS-CLÉS :* Fibres végétales, conductivité thermique, résistance à la flexion.

*KEY WORDS:* Vegetable fibers, thermal conductivity, flexure strength.

---

## 1. Introduction

En générale, l'introduction de fibres, qu'elles soient métalliques ou synthétiques, dans les matériaux cimentaires améliorent leurs performances : limitation des propagations de fissures, amélioration des résistances mécaniques (traction et flexion), amélioration de la ténacité du matériau durci [Ali 13] etc,... Néanmoins le prix de revient de ces fibres est élevé et leur fabrication dégage du CO<sub>2</sub> et utilise des ressources non renouvelables [Denzin 10]. Ainsi, les recherches actuelles s'orientent vers, la possibilité de les remplacer par des fibres naturelles [Wei 15]. Les fibres végétales sont biodégradables et renouvelables [Di Bella 14]. Dans certains pays, elles peuvent même être issues de la valorisation de ressources locales. Ces fibres végétales peuvent permettre d'atteindre des propriétés mécaniques intéressantes, tout en réduisant de façon significative le coût de revient du composite cimentaire [Denzin 10].

Le phénomène de la minéralisation des fibres végétales dans un milieu alcalin est considéré comme l'obstacle principal à l'utilisation de ces fibres dans les matériaux cimentaires ;[Wei 15]. Wei J et al [Wei 15] ont montré que le remplacement partiel du ciment par un ajout pozzolannique (metakaolin, fumé de silice, cendre volante) transforme l'hydroxyde de calcium (responsable du degré d'alcalinité) en CSH, par conséquent, le PH du matériau baisse considérablement. Ainsi la durabilité des fibres végétales, dans les pâtes de ciment est améliorée. Ces résultats ont été confirmés par plusieurs auteurs;[Wei 15] [Yan 16] [Denzin 10].

A court et moyen terme, l'incorporation des fibres végétales permet d'améliorer le comportement en flexion (ténacité) et la résistance aux chocs du matériau [Ahmed 13]. Ahmed Sabry [Ahmed 13] a montré une amélioration des résistances en compression et en traction par fendage du béton respectivement de 8,3 % et 17,6 % avec l'introduction de 2 kg/m<sup>3</sup> de fibre de lin. Elie Awwada et al [Awwad 12] ont obtenu une augmentation de la résistance en flexion de 15-30 % pour des mélanges cimentaires contenant 0.5% de fibre de chanvre.

La conductivité thermique d'un matériau de construction est un critère essentiel pour le confort thermique dans le bâtiment. Agoudjil et al [Agoudjil 11] ont montré que l'utilisation du bois de palmier dattier dans les mortiers est efficace pour fabriquer un matériau écologique et isolant. Pinto et al [Pinto 11] ont révélé que l'introduction des épis de maïs est bénéfique pour les propriétés thermiques des constructions. Ainsi, la propriété d'isolation des fibres végétales devient, donc un paramètre intéressant pour un matériau destiné à un bâtiment eco-énergétiques.

Ainsi, l'objectif principal du présent travail est d'étudier l'effet de quatre types de fibres végétales sur les performances mécaniques et les propriétés de transfère des mortiers cimentaires contenant une addition pouzolannique (metakaolin).

## 2. Matériaux et Méthodes

Pour la réalisation de ce travail nous avons utilisé un ciment Portland CEMI 52.5 et un metakaolin 1200S. Deux natures de fibres sont utilisées : végétales (Dis, Alfa, Palmier-dattier et chanvre) et synthétiques (polypropylène). Le sable utilisé est un sable silico-calcaire de classe 0/3 avec une densité de 2680 kg/m<sup>3</sup>. Un super-plastifiant du type Glenium 27 à base de polycarboxylique éther a été également utilisé. Les quatre fibres végétales ont été utilisées avec une longueur d'environ 1,5 cm. Pour améliorer leur adhérence, toutes les fibres végétales ont été mises dans une solution d'hydroxyde de calcium (à 0,73% de concentration) pendant une heure à une température de 20°C. Elles étaient, ensuite séchées dans une étuve ventilée à 45°C. Sur le tableau 1, sont présentées les caractéristiques des différentes fibres végétales traitées. La fibre polypropylène a été utilisée avec une longueur de 1,2 cm.

**Tableau 1.** Les caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des fibres végétales et polypropylène.

Fibre nature	Alfa	Dis	Palmier dattier	Polypropylene	Chanvre
Densité absolue (Kg/m <sup>3</sup> )	1400	1230	1383,3	900	1580
Résistance à la traction (MPa)	248,49	173,53	375,33	450	619,25
Déformation maximale (mm)	0,705	0,433	1,178	/	0,682
Absorption d'eau (%)	100	90- 88,09	132.5	/	158
Diamètre (µm)	883,07	900-2480	204,89-450	24,5	110µm
Longueur (cm)	1,5	1,5	1,5	1,2	1,5

## 2.1. Composition des différents mélanges

Au total, six compositions de mortiers ont été fabriquées (tableau 2) avec un même de dosage en fibre. Ce dernier est de 0,1% par rapport au volume total de chaque mortier. Ce dosage est considéré optimal pour obtenir de bonnes caractéristiques physiques et mécaniques.

**Tableau 2.** Compositions des mortiers étudiés.

Quantité (kg/m <sup>3</sup> )	MT	MPP	MAF	MDS	MPD	MCV
Ciment	315	315	315	315	315	315
Métakaolin	135	135	135	135	135	135
Sable	1350	1350	1350	1350	1350	1350
Eau	250	250	250	250	250	250
Superplastifiant	6	6	6	6	6	6
Fibre	/	0,91	1,4	1,2	1,25	1,35

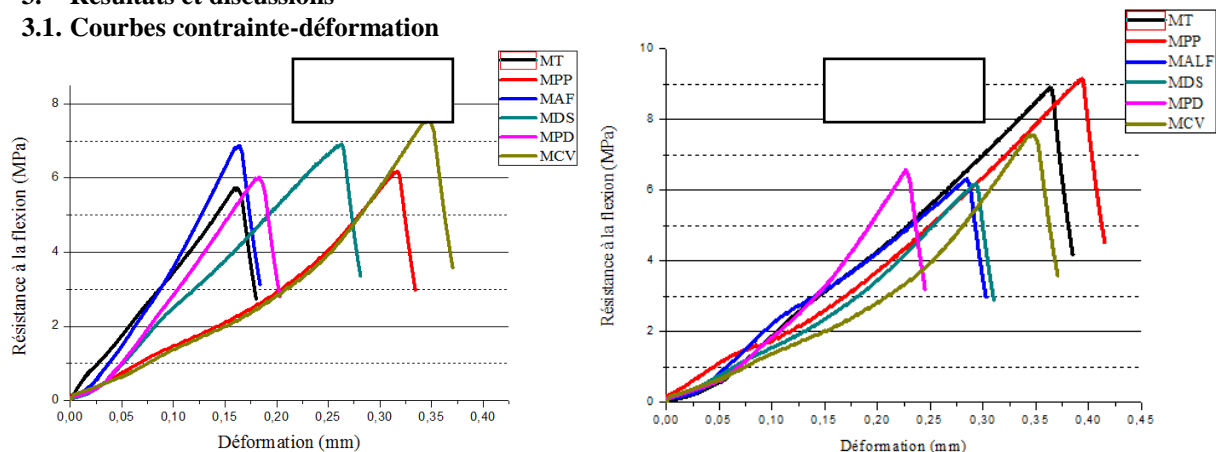
MT : mortier témoin (sans fibre), MPP : mortier avec des fibres de polypropylène, MAF : mortier avec des fibres d'alfa, MDS : mortier avec des fibres de Dis, MPD : mortier avec des fibres de palmier dattier, MCV : mortier avec des fibres de chanvre.

## 2.2. Préparation des échantillons et méthodes d'essai

Des éprouvettes de mortier de dimension 4x4x16 cm<sup>3</sup> ont été démoulées 24 h après leur fabrication et ensuite conservées dans l'eau à 20°C±1°C. Les échéances des mesures mécaniques (résistance à la flexion) pour tous les mortiers sont 7 et 28 jours. La conductivité thermique des différents mortiers a été mesurée à l'aide d'un conductimètre du type HOT DISK TPS 1500 à 28 jours d'âge.

## 3. Résultats et discussions

### 3.1. Courbes contrainte-déformation



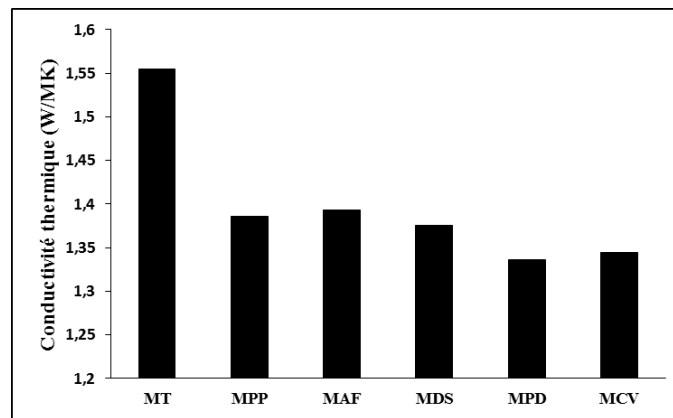
**Figure 1.** Courbes contrainte-déformation.

La figure 1 représente les résultats des essais de flexion 3 points sur des éprouvettes 4x4x16 cm<sup>3</sup>. Nous pouvons constater, à partir des courbes de cette figure que les mortiers avec les fibres végétales en particulier les MPD et MCV présentent une meilleure résistance à la déformation que les mortiers sans fibre. A 7 jours la résistance en flexion des mortiers fibrés est plus élevée que celle des MT d'environ de 12 %. Ceci est dû à la bonne résistance à la traction des fibres végétales. De plus, le traitement à l'hydroxyde de calcium subit par les fibres leur confère une bonne adhérence à la matrice cimentaire. Elie Awada et al [Awad 2012] ont montré une augmentation de la résistance en flexion de 15-30 % pour les mélanges avec 0.5% de fibre de chanvre. À 28 jours, on constate une augmentation de la résistance en flexion pour tous les mortiers. Néanmoins, celle des MDS et MAF est légèrement moins importante que celle des MT. Ceci est probablement dû au diamètre de ces fibres qui est plus grand que les autres, provoquant des microfissures à l'intérieur du matériau. Ainsi, on dit que le traitement chimique avec de l'hydroxyde de calcium et l'addition de 30% de metakaolin sont bénéfiques pour la durabilité des fibres dans les matériaux cimentaires.

### 3.2. Propriétés de transfère

L'objectif, ici est d'évaluer la possibilité d'utiliser les fibres végétales dans matériaux cimentaire afin d'améliorer leur isolation thermique dans les constructions. La figure 2 montre l'évolution de la conductivité thermique en fonction de la nature des fibres.





**Figure 2.** Conductivité thermique de différents mortiers utilisés.

Ainsi, nous constatons (figure 2) que l'ajout des fibres végétales ou synthétiques dans les mortiers diminue la conductivité thermique. Malgré le faible dosage des fibres ajoutées, on remarque une réduction de cette conductivité d'environ de 15%. Cette diminution est attendue vu la faible conductivité thermique des fibres par rapport à celle de la matrice cimentaire [Mo 17]. De plus, l'incorporation des fibres dans le composite tend à générer une porosité supplémentaire dans la matrice, par conséquent la densité est diminuée. En générale la conductivité thermique des mortiers cimentaires est comprise entre 2 et 2,5W/mK. Or, les valeurs obtenues dans cette étude varient entre 1,3 et 1,5 W/mK. Selon Kim Hung Mo et al [Mo 17] les mortiers qui contiennent un pourcentage élevé de metakaolin présentent plus de vides à cause de la réaction pouzzolanique tardive. Tous nos mélanges à base de fibres présentent des valeurs quasiment similaires. Ainsi, On peut conclure que la nature des fibres n'a pas beaucoup d'influence sur la conductivité thermique.

#### 4. Conclusion

Les résultats obtenus par cette étude, nous ont permis d'avancer que:

- Les fibres végétales présentent une résistance à la traction élevée comprise entre 173 MPa et 619 MPa et une déformation maximale entre 0.433 et 1.178 mm. Ces caractéristiques ont un effet bénéfique sur le comportement en flexion des matériaux cimentaires et leur capacité à la déformation.
- Quelques soit la nature des fibres, celles-ci diminuent d'environ 15% la conductivité thermique des mortiers cimentaires. Cela on peut conclure que l'incorporation des fibres dans le composite tend à générer une porosité supplémentaire dans la matrice.

#### 5. Bibliographie

- [Agoudjil 11] Agoudjil, B., Benchabane, A., Boudenne, A., Ibos, L., & Fois, M. Renewable materials to reduce building heat loss: Characterization of date palm wood. *Energy and buildings*, 43(2-3), 491-497, 2011.
- [Ahmed 13] Ahmed, S. A. Properties and mesostructural characteristics of linen fiber reinforced self-compacting concrete in slender columns. *Ain Shams Engineering Journal*, 4(2), 155-161, 2013.
- [Ali 13] Ali, M., Li, X., & Chouw, N. Experimental investigations on bond strength between coconut fibre and concrete. *Materials & Design*, 44, 596-605, 2013.
- [Awwad 12] Awwad, E., Mabsout, M., Hamad, B., Farran, M. T., & Khatib, H. (2012). Studies on fiber-reinforced concrete using industrial hemp fibers. *Construction and Building Materials*, 35, 710-717, 2012.
- [Denzin 10] Denzin Tonoli, G. H., de Souza Almeida, A. E. F., Pereira-da-Silva, M. A., Bassa, A., Oyakawa, D., & Savastano, H. Surface properties of eucalyptus pulp fibres as reinforcement of cement-based composites. *Holzforschung*, 64(5), 595-60, 2010.
- [Di Bella 14] Di Bella, G., Fiore, V., Galtieri, G., Borsellino, C., & Valenza, A. Effects of natural fibres reinforcement in lime plasters (kenaf and sisal vs. Polypropylene). *Construction and Building Materials*, 58, 159-165, 2014.
- [Mo 17] Mo, K. H., Bong, C. S., Alengaram, U. J., Jumaat, M. Z., & Yap, S. P. Thermal conductivity, compressive and residual strength evaluation of polymer fibre-reinforced high volume palm oil fuel ash blended mortar. *Construction and Building Materials*, 130, 113-121, 2017.
- [Pinto 11] Pinto, J., Paiva, A., Varum, H., Costa, A., Cruz, D., Pereira, A., Agarwal, J. Corn's cob as a potential ecological thermal insulation material. *Energy and buildings*, 43(8), 1985-1990, 2011.
- [Wei 15] Wei, J., & Meyer, C. Degradation mechanisms of natural fiber in the matrix of cement composites. *Cement and Concrete research*, 73, 1-16, 2015





# Effet du climat sur la résistance des enrobés recyclés

Bordjiba abdelhak<sup>1</sup>, Guenfoud Hamza<sup>2</sup>

<sup>1</sup> université de Badji Moukhtar , Annaba, Algérie [bordjibaabdelhak@gmail.com](mailto:bordjibaabdelhak@gmail.com)

<sup>2</sup> université de 08 mai 1945, Guelma, Algérie [Gue2905m@yahoo.fr](mailto:Gue2905m@yahoo.fr)

**RÉSUMÉ.** Tout au long de sa vie, une chaussée est exposée à des conditions climatiques différentes et variées, le plus souvent sans aucune protection. C'est à la température, dans le comportement de la chaussée, que revient le rôle prépondérant, et ce particulièrement pour les chaussées souples. L'enrobé bitumineux est composé de granulats et de bitume. Bien que le pourcentage massique du bitume dans l'enrobé soit de l'ordre de 4 à 7 % seulement, le comportement de l'enrobé à plusieurs niveaux est régi par celui du bitume. Ce dernier, de par son comportement viscoélastique, confère un caractère thermo-susceptible à l'enrobé. La rigidité de l'enrobé diminue donc avec l'augmentation de sa température. Le module de rigidité est aussi impacté par la vitesse de sollicitation et diminue lorsque la vitesse de sollicitation diminue. Cette étude traite l'effet du climat sur la résistance à l'orniérage des enrobés recyclés.

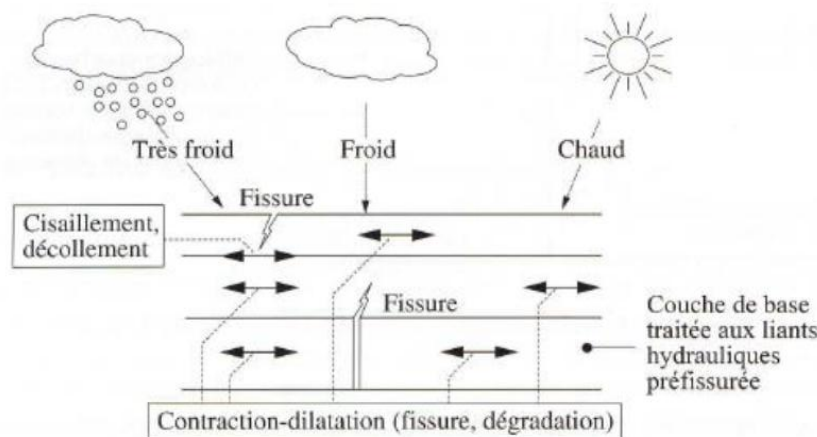
**ABSTRACT.** Throughout its life, a roadway is exposed to different and varied climatic conditions, most often without any protection. It is at the temperature, in the behaviour of the road, that the leading role returns, and this particularly for the soft pavements. Asphalt is composed of aggregates and bitumen. Although the percentage by weight of bitumen in the asphalt mix is only around 4 to 7%, the behaviour of the bituminous mix is governed by that of bitumen. The latter, by its viscoelastic behaviour, confers a heat-sensitive nature to the asphalt. The rigidity of the asphalt therefore decreases with the increase of its temperature. The stiffness modulus is also impacted by the biasing speed and decreases as the bias speed decreases. This study deals with the effect of climate on the resistance to rutting of recycled asphalt mixes.

**MOTS-CLÉS :** recyclage, climat, température, enrobé, rigidité, orniérage.

**KEY WORDS:** recycling, climate, temperature, asphalt, stiffness, rutting.

## 1. Introduction

Le recyclage des enrobés est la réponse logique de la notion de développement durable et la protection de l'environnement dans le domaine de la construction routière, il a la capacité de réduire la consommation de granulat et de liant bitumineux [DON 1999]. Tout au long de sa vie, une chaussée est exposée à des conditions climatiques différentes et variées, le plus souvent sans aucune protection [NIC1997]. C'est à la température, dans le comportement de la chaussée, que revient le rôle prépondérant. La rigidité de l'enrobé diminue donc avec l'augmentation de sa température. Lorsque des températures très basses sont appliquées, des fissures peuvent apparaître et se propager avec les cycles thermiques. Cette fissure évolue avec les cycles thermiques et peut traverser la couche voir la figure 1. [NIC 2012].



**Figure 1.** Effet de la température sur le corps de chaussé [DIB 2004]

Cette étude est consacré à la vérification du comportement des enrobés recyclés vis-à-vis l'environnement. Il est bien connu que les chaussées subissent des chargements consécutifs aux variations de la température. Ces

variations thermiques entraînent des changements de la rigidité du mélange [BAA 2005]. On se base sur l'hypothèse qui dit si la température est basse le mélange bitumineux est rigide et fragile tandis qu'à haute température la rigidité du mélange chute et sa ductilité augmente. Pour valoriser la fabrication des enrobés recyclés, un contrôle a été effectué sur l'orniérage pour des échantillons conservés dans des températures reflétant le climat de la région de l'étude, une température qui dépasse les 50° dans la période estivale et -2,5° dans l'hiver car le découpage géographique de l'Algérie donne trois zones climatiques I, II et III, leurs caractéristiques sont illustrées dans le tableau 1. (Guelma zone II).

**Tableau 1.** Les zones climatiques dans l'Algérie [MTP 2004]

caractéristiques Zones	Température maximale	Température minimale	Hauteur de précipitation annuelle
<b>I</b>	$\leq 45^{\circ}\text{C}$	$-2,5^{\circ}\text{C} < \text{Tmin} < 5^{\circ}\text{C}$	$250 < \text{H} < 600 \text{ mm}$
<b>II</b>	$45^{\circ}\text{C} < \text{Tmax} \leq 50^{\circ}\text{C}$	$< -2,5^{\circ}\text{C}$	$\text{H} < 600 \text{ mm}$
<b>III</b>	$> 50^{\circ}\text{C}$	$\geq -5^{\circ}\text{C}$	$\text{H} < 100 \text{ mm}$

## 2. Protocole des essais

Les éprouvettes ont été confectionnées dans des températures de fabrication égale 140°, mais elles ont été conservées dans des températures extrêmes pendant 20 jours, la période la plus longue enregistrée par les services météorologiques de la wilaya de Guelma. Aussi, les échantillons des essais ont été confectionnés en trois procédés, dans le premier procédé le mélange contient que les agrégats d'enrobé avec les pourcentages (0%,15%,45% et 75%), dans le deuxième procédé la poudre de caoutchouc a été ajoutée au mélange avec un pourcentage de 3% et dans le dernier procédé la poudre prend le pourcentage de 6%.

## 3. Matériaux utilisés

L'enrobé contrôlé par cette étude est le béton bitumineux semi grenus (BBSG) 0/14. La classe de bitume pur conseillée pour le BBSG utilisé est 35/50 pour un niveau de sollicitation fort et une altitude inférieure à 500 m. la zone relative par cette étude est la région Est de l'Algérie donc la classe 35/50 est la plus accordée.

### 3.1. Choix des agrégats neufs

Cette identification a pour but de vérifier que les granulats proposés sont conformes aux recommandations de la norme NF EN 932-3, pour ce qui concerne leur granularité, dureté et propreté, les résultats des essais sont regroupés dans le tableau 2.

**Tableau 2.** Les caractéristiques physiques des agrégats sains

Essais Granulats	0/3	3/8	8/14	Spécifications
Poids spécifique (g/cm <sup>3</sup> )	2.85	2.90	2.90	---
Los Angeles	-	22	21	<22
Micro- Deval	-	19	19	≤ 20
Coefficient d'aplatissement (%)	-	25	16	≤ 25
Équivalent Sable ES (%)	80			50 ≤

### 3.2. Le liant neuf

Le bitume utilisé dans notre étude est de classe 35/50 provenant de la Société Nationale des hydrocarbures SONATRACH ou ces caractéristiques obtenues, dans le tableau 3, montrent que le bitume analysé a des caractéristiques répondant conformément à la norme de la classe 35/50.

**Tableau 3.** Caractérisation du Liant Neuf

	Ech 01	Ech 2	moyen	Spécifications
Pénétrabilité à 25°C, (1/10 mm)	43	40	41.5	35-50
la température de la bille et de l'anneau	53	53	53	50-58
Densité relative à 21° C (au pycnomètre)	1.02	1.01	1.01	1.0-1.05

### 3.3. La Poudrette des Caoutchouc

La poudrette des caoutchoucs utilisée est celle en provenance de la société SAEL d'Oued Smar à Alger, qui est spécialisée dans la transformation du caoutchouc par la dévulcanisation de cette dernière. La granularité de la poudrette des caoutchoucs est assez fine car elle à un diamètre compris entre 0.1 à 1 mm, sa température de fusion est de 120 à 200°C et sa densité de 0.8.

### 3.4. Agrégat d'enrobé (fraisât)

Les agrégats d'enrobé (fraisât) utilisé ont des caractéristiques d'origine apte pour la confection d'enrobé capable à résister le trafic roulant entre Annaba et Guelma (T3) [ABD 2016]. Un enrobé recyclé peut atteint les 100 % des agrégats d'enrobé s'il est bien calibré [FRA 2003]. Pour cette raison que les agrégats d'enrobé utilisé ont été passé dans le tamis 14 mm afin d'éliminer les éléments supérieurs à 14 mm.

## 4. Résultats et discussions des essais

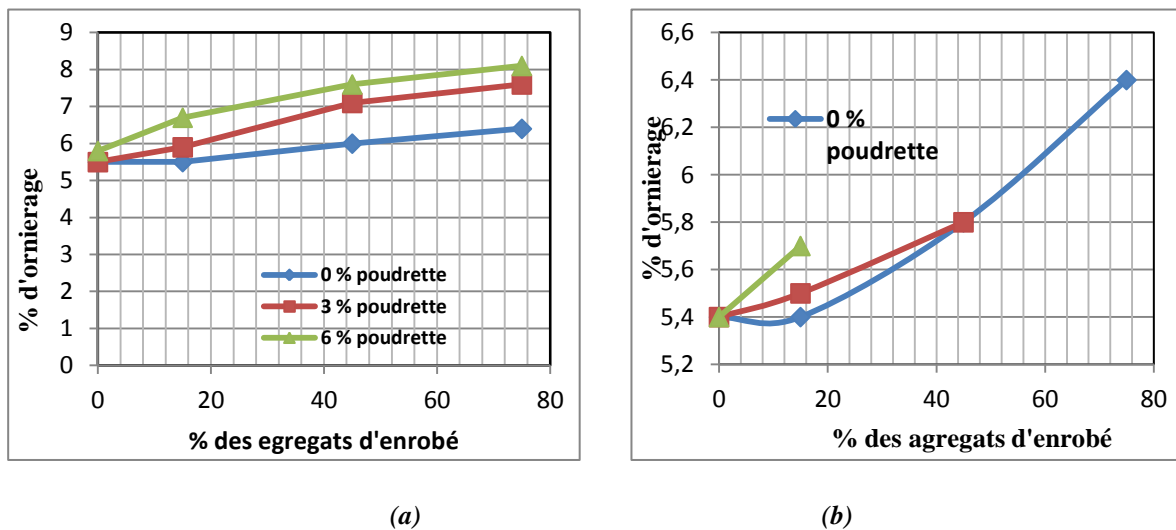


Figure 2. Résistance des enrobés recyclés à l'orniérage : (a) un climat chaud (+50°), (b) un climat froid (-2.5°).

Dans l'analyse des résultats de cette étude on adopte un orniérage autorisé  $\leq 7.5$  suivant la norme EN 126976-22. D'après les résultats de la figure 2.a en remarque que dans une température de conservation atteinte les 50°, les caractéristiques mécanique des enrobés recyclés ont connu des changements vis-à-vis la résistance à l'orniérage. Pour l'enrobé sain le développement d'orniérage est très faible mais pour un ajout de la poudrette jusqu'à 6% l'orniérage passe de 5.4 à 5.6, ce qui traduit que le liant modifié dans le corps d'enrobé recyclé a commencé de changer ses caractéristiques. Pour le mélange qui contient 15% d'agrégat d'enrobé, les résultats ont donné une résistance satisfaisante à l'orniérage ( $Orn \leq 7.5$ ) malgré l'évolution de ce dernier à la présence de la poudrette des caoutchoucs et cela explique l'excès du liant modifié dans le corps d'enrobé recyclé qui provoque le changement rhéologique du mélange et l'orniérage commence à prendre des valeurs élevées égales à 6.8 avec 6% d'additif. Pour les mélanges contiennent 45% et 75% d'agrégat d'enrobé, l'orniérage a enregistré une augmentation importante pour les mélangés en compagnie avec poudrette des caoutchoucs. À partir de la figure 2.a, on peut limiter les pourcentages des agrégats d'enrobé donnant un enrobé recyclé de qualité acceptable par la norme, pour un mélange qui contient 3% de la poudrette des caoutchoucs on peut ajouter jusqu'à 65 % d'agrégat d'enrobé par contre pour un mélange où la poudrette des caoutchoucs prend le pourcentage de 6%, les agrégats d'enrobé ajoutés doivent être inférieurs à 40% pour avoir un enrobé recyclé résistant à l'orniérage ( $Orn \leq 7.5$ ). Pour les mélangés sans poudrette des caoutchoucs la résistance à l'orniérage est très satisfaisante pour tous les ajouts en agrégats d'enrobé égale à (0%, 15%, 45% et 75%). Pour une température de conservation très basse  $\leq 2.5^\circ$ , les résultats sur la figure 2.b montrent que les enrobés recyclés sans poudrette du caoutchouc ont bien résisté à l'orniérage quel que soit le pourcentage des agrégats d'enrobés, par contre les enrobés recyclés avec 6 % d'additif résistent bien à l'orniérage pour 15% d'agrégat d'enrobé, mais pour 45% d'agrégat d'enrobé et 6% de poudrette des caoutchoucs l'enrobé recyclé a connu une cassure lors d'essais d'orniérage dans le cycle 9800. Aussi pour un enrobé recyclé de 3% d'additif, l'échantillon avec 75 % de AE se casse après 10200 cycle par contre pour un taux de 45% ou 15% de AE les mélangés ont enregistré une résistance à l'orniérage 6.8 pour 45% d'AE et 5.7 pour 15% d'AE, ce comportement de résistance se traduit par la pénétrabilité normalisée du liant

modifié. Et à partir de ces résultats, on peut conclure que la poudre de caoutchouc est un ajout qui peut diminuer la résistance d'enrobé recyclé et limiter le taux des agrégats d'enrobés dans le mélange à la présence du climat extrême.

## 5. Conclusion

Dans ce travail on peut conclure que :

1. L'effet de la poudre de caoutchouc est très important, car il assure une augmentation de la résistance vis-à-vis l'orniérage par son pouvoir d'améliorer les caractéristiques du liant modifié (liant neuf+liant vieilli+ajout).d'enrobé recyclé et le rendant compatible avec les enrobés recyclés.
2. À basse température le bitume possède un comportement fragile.
3. On peut éviter la fissuration à basse température si l'on utilise un bitume de grade élevé, c'est-à-dire un bitume moins "dur", et donc moins "cassant" à basse température.
4. À température élevée le bitume ne résiste pas bien à l'orniérage (déformations permanentes de la chaussée).
5. Le bitume idéal doit donc être à la fois le moins susceptible possible aux phénomènes de fissuration thermique (à basse température) et d'orniérage (à température élevée).

## 6. Bibliographie

[ABD 2016]- B.Abdelhak, H C.Abdelmadjid, G.Hamza, G.Mohamed, Roman. J. Mater. 46 (2016) 89.

[BAA 2005] - BAAJ (H.), Di BENEDETTO (H.) et CHAVEROT (P.). – Effect of binder characteristics on fatigue of asphalt pavement using an intrinsic damage approach, Journal, Road Materials and Pavement, 28, 147-174 (2005).

[DIB 2004]-H. Di Benedetto, C. De La Roche, H. Baaj, A. Pronk et R.Lundström, atigue of bituminous mixtures, Mater. Struc. 37 (2004)202-216.

[DON 1999]- Doncaster College (E), (1999). 'Bituminous materials: Manufacture', Doncaster, pp. 21-22,34.

[FRA 2003]-FRANÇOIS OLARD «Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux aux basses températures : relations entre les propriétés de liant et de l'enrobé »Thèse de Doctorat, paris : E. N.T.P 2003, 175 p.

[MTP 2004] - MTP (Ministère des travaux publics) : « Protocole de contrôle revêtement béton bitumineux de CTP et les recommandations de CTP sur l'utilisation des bitumes et des enrobés bitumineux à chaud » 2004.

[NIC1997] - NICHOLLS, J. C. (1997). 'Asphalt surfacings' E&F Spon, London and New York, pp. 1-4.

[NIC 2012]- Z. Niloofar kalantar, M. Rehan karim, A. Mahrez, a review of using waste and polymer in pavement, Cons. Buil. Mater, 33(2012)55-62.

---

# Effets de la variation de la teneur en eau et de la variabilité spatiale du sol sur la réponse géo-mécanique d'une conduite enterrée

DARWICH Ghina<sup>1</sup>, ELACHACHI Sidi Mohammed<sup>1</sup>, YAÑEZ-GODOY Humberto<sup>1</sup>, DENIS Alain<sup>1</sup>, FELIERS Cedric<sup>2</sup>, CHESNEAU Olivier<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Université de Bordeaux, I2M, UMR CNRS 5295, Département Génie Civil et Environnemental, France

<sup>2</sup> Veolia Eau D'Ile de France, Paris

<sup>3</sup> Syndicat des Eaux D'Ile de France, Paris

[ghina.darwich@u-bordeaux.fr](mailto:ghina.darwich@u-bordeaux.fr)

---

*RÉSUMÉ. Les fluctuations saisonnières de la température et de la pluviométrie modifient la teneur en eau et les caractéristiques géo-mécaniques du sol. Dans le cas des conduites enterrées, où l'interaction sol-structure joue un rôle déterminant dans la répartition des efforts et des déplacements de ces conduites, ces modifications ont pour conséquence l'apparition de tassements différentiels et l'apparition de dégradations et de dysfonctionnements. Dans cette communication, on s'intéresse à l'effet de la variation de la teneur en eau du sol sur la réponse des conduites enterrées, tenant compte de la variabilité spatiale du sol. A cette fin, une analyse probabiliste menée sur un modèle simple, qui décrit l'interaction sol-conduite et qui prend en compte la variabilité spatiale et les variations de la teneur en eau du sol, a été réalisée.*

*ABSTRACT. Seasonal fluctuations in temperature and rainfall affect the water content and the geo-mechanical characteristics of the soil. In the case of buried pipes, where the soil-structure interaction plays a significant role in the distribution of the forces and displacements of these pipes, these modifications result in the appearance of differential settlements and pipe damage. In this paper, we are interested in the effect of the variation of the soil water content on the response of buried pipes, taking into account the spatial variability of the soil. To this end, a probabilistic analysis, conducted on a simple model which describes the soil-pipe interaction and takes into account the spatial variability and the variations of the water content of the soil, has been carried out.*

*MOTS-CLÉS : conduite, interaction sol-structure, variabilité spatiale, teneur en eau, probabiliste.*

*KEY WORDS: pipe, soil-structure interaction, spatial variability, water content, probabilistic.*

## 1. Introduction

La teneur en eau est un des facteurs qui affectent la rigidité du sol. Ainsi, les variations de la teneur en eau, suite aux fluctuations saisonnières de la pluviométrie, peuvent influencer la réponse des conduites enterrées. D'autre part, la variabilité spatiale des propriétés du sol affecte également la réponse structurale d'un ensemble de conduites, tant en termes de redistribution d'efforts qu'en termes de mouvement d'ouvrage. Nous nous intéressons donc dans cette étude à l'effet de la variation de la teneur en eau du sol sur la réponse d'une conduite enterrée, en tenant compte de la variabilité spatiale du sol. La conduite considérée consiste en une suite de tronçons liés par des joints, et est soumise aux effets du poids des terres et des charges en surface dues au trafic ou aux structures susjacentes.

## 2. Modèle

La conduite est constituée d'un ensemble de tronçons. Chaque tronçon de longueur finie est décomposé en un nombre d'éléments poutres de type P2 reliés entre eux par des nœuds. Pour les extrémités des tronçons, une paire de deux nœuds indépendants est utilisée pour représenter les joints avec une capacité de rotation additionnelle.

Chaque élément poutre est soumis à un chargement réparti  $q$  et repose sur un sol modélisé, selon le modèle simplifié de Winkler, par une succession d'éléments ressorts indépendants de coefficient de réaction du sol  $k_s$ , pour tenir compte de l'interaction sol-structure. Ce modèle est décrit par une loi uniaxiale de la forme  $p(x) = k_s w(x)$  avec  $p(x)$  la pression exercée à l'abscisse  $x$ ,  $w(x)$  le déplacement dans la direction transversale à l'abscisse  $x$  et  $k_s$  la raideur (coefficient de réaction). Les comportements du tronçon de conduite et du sol sont considérés linéaires [DAR 17], [ELA 04], [ELA 12].

Dans notre cas d'étude, la conduite enterrée est constituée de 30 tronçons de 3 m de longueur chacun, et positionnée à 1 m de profondeur. Son diamètre est de 1 m, avec une épaisseur de 5 cm, et un module de Young de 25GPa représentatif d'une conduite rigide.

La conduite enterrée est soumise au poids des terres, et aux charges en surface. La variabilité du sol est modélisée par la théorie des champs aléatoires [Van 83]. La théorie (au second ordre) des champs aléatoires de la propriété du sol (module de réaction du sol  $k_s$ ), requiert la définition de trois paramètres: la valeur moyenne, sa variance (ou le coefficient de variation), et sa longueur de corrélation  $l_c$ . La longueur de corrélation  $l_c$  est définie comme la distance entre deux points au-delà de laquelle les propriétés ne sont plus corrélées. Cette propriété dépend des caractéristiques (module, teneur en eau...) et de la direction étudiées.

### 3. Relation entre la teneur en eau et la rigidité du sol

Il n'existe pas dans la littérature, à la connaissance des auteurs, de relation explicite reliant directement la rigidité du sol (propriété mécanique), et par conséquent le coefficient de réaction  $k_s$ , à la teneur en eau  $w$  (propriété physique). En prenant compte de l'observation suivante, qu'une diminution de la teneur en eau du sol entraîne la consolidation de ce dernier, le rendant plus rigide [MEL 10], on suppose par conséquent que la fonction reliant  $k_s$  à  $w$  est décroissante et peut s'écrire sous la forme suivante [1] :

$$k_s = a (w - w_0)^b + k_{s0} \quad [1]$$

où  $w$  est la teneur en eau volumique du sol,  $w_0$  et  $k_{s0}$  sont respectivement la teneur en eau volumique la plus faible du sol considéré et le coefficient de réaction correspondant (en MN/m<sup>3</sup>) ;  $a$  et  $b$  sont deux paramètres à identifier.

Trois cas ont été envisagés : le premier suppose une décroissance non linéaire forte pour les faibles teneurs en eau puis faible par la suite, le deuxième suppose une relation linéaire, et le dernier considère une décroissance non linéaire faible pour les faibles teneurs en eau et conséquente pour les fortes teneurs en eau.

Des mesures de la teneur en eau volumique ont été réalisées [FER 14] sur une période allant de Juin 2008 à Janvier 2015 (Figure 1-a) et sur une profondeur allant jusqu'à 3m (Figure 1-b). Ces mesures montrent que la teneur en eau volumique mesurée sur le site considéré varie entre 20% et 40% tout au long de l'année ; Ainsi, on peut considérer que  $w_0$  est égale à 20%.  $k_{s0}$  est pris égal à 90 MN/m<sup>3</sup>, correspondant à "l'état" le plus rigide du sol. La valeur la moins élevée de la rigidité du sol (coefficient de réaction) est prise égale à 30 MN/m<sup>3</sup>, à laquelle correspond une teneur en eau volumique de 40%. Des valeurs des paramètres  $a$  et  $b$  sont proposées pour représenter chacun des trois cas envisagés (Tableau 1 et Figure 2).

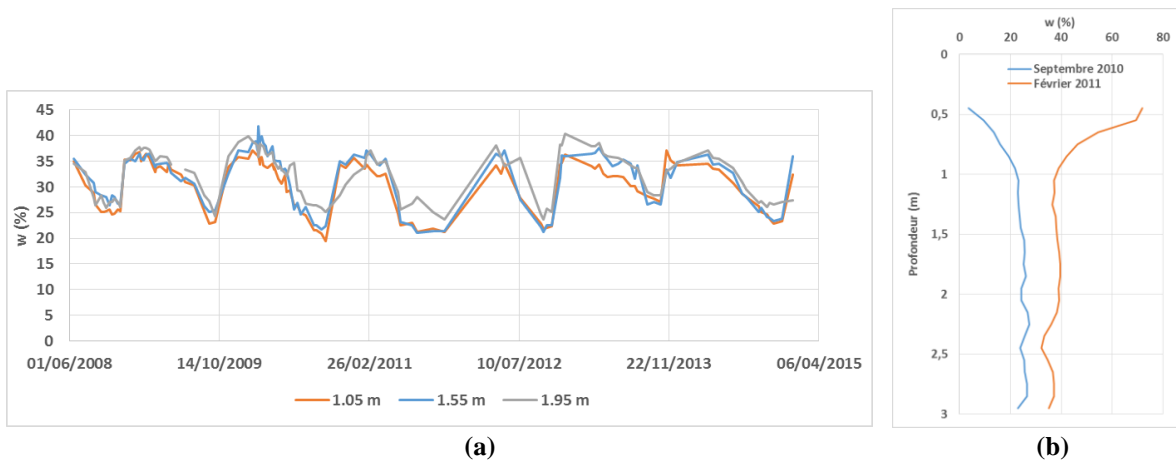
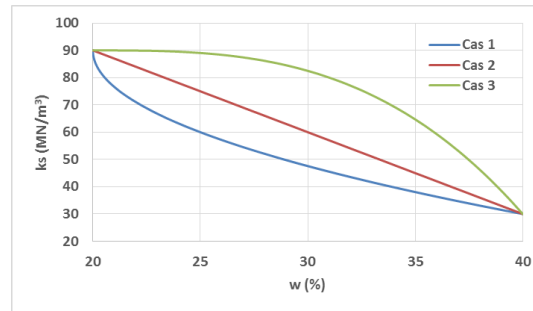


Figure 1. Variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps (a) et de la profondeur (b).

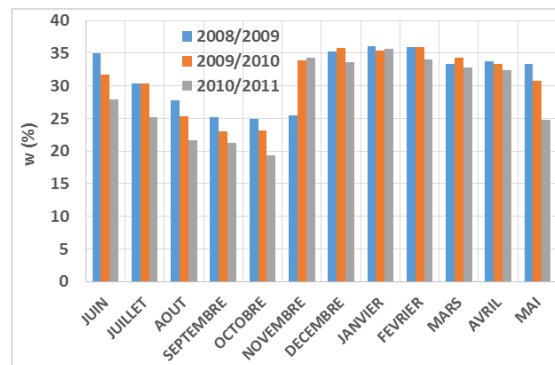


**Tableau 1.** Les coefficients  $a$  et  $b$  obtenus pour les trois cas considérés.

	Cas 1	Cas 2	Cas 3
<b>a</b>	-13,416	-3	-0,0075
<b>b</b>	0,5	1	3

**Figure 2.** Les différents cas considérés pour la relation entre  $k_s$  et  $w$ .

D'autre part, un traitement des mesures de la teneur en eau volumique réalisées à une profondeur de 1m a permis de déterminer leur distribution sur les mois de l'année. Cette distribution (Figure 3) permet de retenir, sur l'année, deux périodes significativement différentes: une période A allant de Mai à Octobre, et une période B allant de Novembre jusqu'à Avril. L'analyse statistique des  $w$  mesurées a permis d'obtenir une moyenne et un coefficient de variation de  $w$  respectivement de 27% et 0,15 pour la période A, et de 34% et 0,1 pour la période B.

**Figure 3.** Distribution des teneurs en eau volumiques mesurées sur les mois de l'année.

Après avoir vérifié que ces mesures pouvaient être décrites par une distribution lognormale, des simulations Monte Carlo ont été réalisées pour évaluer  $k_s$  selon l'équation [1] pour les trois cas et les deux périodes considérées. Le Tableau 2 montre les moyennes et les coefficients de variation de  $k_s$  obtenus. Le cas 4 correspond à la situation où il n'existe aucun lien entre  $w$  et  $k_s$ . C'est le cas retenu pour le dimensionnement de conduites généralement.

**Tableau 2.** Moyennes (en  $MN/m^3$ ) et coefficients de variation obtenus pour  $k_s$  selon le cas considéré.

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
<b>Période A</b>	moy( $k_s$ ) = 55,4 CV( $k_s$ ) = 0,185	moy( $k_s$ ) = 68,3 CV( $k_s$ ) = 0,171	moy( $k_s$ ) = 84,4 CV( $k_s$ ) = 0,107	moy( $k_s$ ) = 60,4 CV( $k_s$ ) = 0,184
<b>Période B</b>	moy( $k_s$ ) = 40,2 CV( $k_s$ ) = 0,154	moy( $k_s$ ) = 48,1 CV( $k_s$ ) = 0,213	moy( $k_s$ ) = 65,7 CV( $k_s$ ) = 0,272	

La réponse de la conduite en termes d'ouverture maximale de joint, de moment maximal et de déplacement maximal est alors évaluée par des simulations Monte Carlo pour les sept cas.

Les Figures 4 et 5 illustrent les résultats obtenus. Ces figures montrent qu'en comparaison avec le cas 4 qui ne tient pas compte de l'effet des fluctuations saisonnières sur la rigidité du sol, il existe des cas non conservatifs où les réponses obtenues dépassent celles du cas 4. La figure 6 montre la fonction de répartition de  $\Delta\theta_{max}$  pour les cas étudiés.

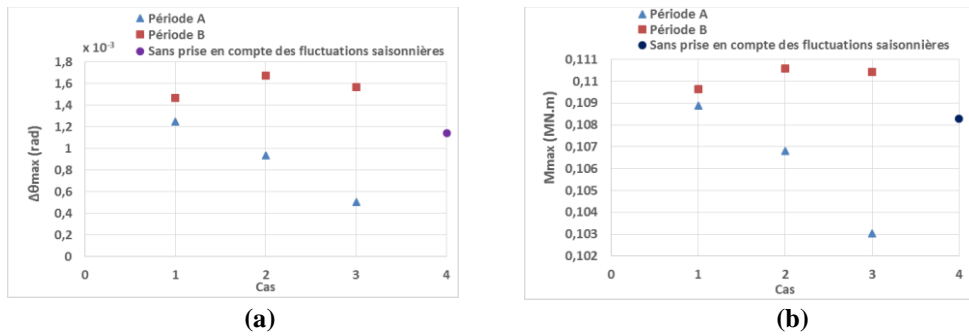


Figure 4. Ouverture de joint maximal (a) et Moment maximal (b) obtenus pour les différents cas.

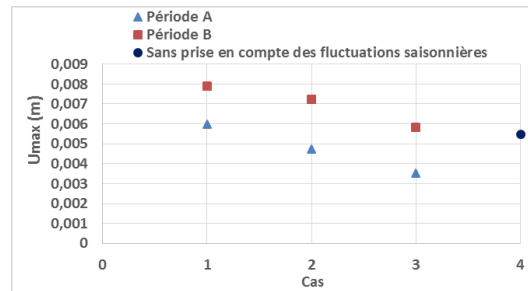


Figure 5. Déplacement vertical maximal (en valeur absolue) obtenu pour les différents cas.

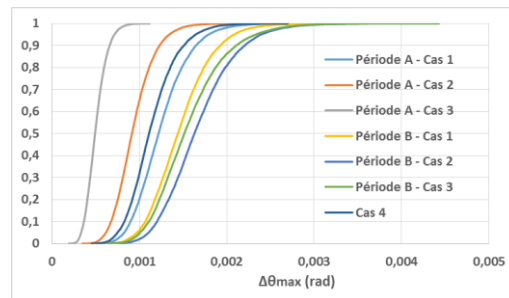


Figure 6. Fonction de répartition de l'ouverture maximale de joint pour les différents cas considérés.

#### 4. Conclusion

L'étude présentée dans cette communication a mis en évidence la nécessité de prendre en compte l'effet des fluctuations saisonnières sur la rigidité du sol dans l'évaluation de la réponse géo-mcanique des conduites enterrées. Des études supplémentaires sont en cours afin d'évaluer la fiabilité des conduites vis-à-vis des états limites (ELU et ELS).

#### 5. Bibliographie

- [DAR 17] DARWICH G., ELACHACHI S. M., YÁÑEZ-GODOY H. (2017). Assessment of Rigid Pipe-Joint Reliability and Effects of Soil Variability and Load Distribution on Joint Openings, 12th International Conference on Structural Safety & Reliability, ICOSSAR, 6-10 August, Vienna
- [ELA 12] ELACHACHI S.M., BREYSSSE D., DENIS A. (2012). The effects of soil spatial variability on the reliability of rigid buried pipes. *Computers and Geotechnics*, 43:61–71.
- [ELA 04] ELACHACHI S.M., BREYSSSE D., HOUY L. (2004). Longitudinal variability of soils and structural response of sewer networks. *Computers and Geotechnics*, 31:625–641.
- [FER 14] FERNANDES M., FABRE R., DENIS A., MATTON D., LATASTE J.F. (2014). Prévention des risques naturels liés au retrait-gonflement des argiles en gironde: étude de facteurs d'aggravation, JNGG2014, Beauvais, 8-10 Juillet 2014.
- [MEL 10] MELLIZO SUAREZ C. A., Estimation du module réversible des matériaux granulaires de chaussées, Mémoire, Université Laval, 2010.
- [VAN 83] VANMARCKE E.H., (1983). *Random Fields: Analysis & Synthesis*, MIT Press, Cambridge, 383p.

---

# Etude comparative de techniques de mesure et de malaxage pour mortiers fibrés type « smart concrete »

Allam Hamza<sup>1</sup>, Duplan François<sup>1</sup>, Clerc Jean-Pierre<sup>1</sup>, Amziane Sofiane<sup>2</sup>, Burtschell Yves<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Aix-Marseille Université, CNRS, IUSTI UMR 7343, 13453, Marseille, France

<sup>2</sup> Univ. Clermont Auvergne, CNRS, Sigma, Institut Pascal, UMR 6602, Clermont-Ferrand, France

---

**RÉSUMÉ.** La plupart des essais réalisés sur matériaux cimentaires sont normalisés. Pour des essais de référence comme les essais sur mortier normalisé, même les conditions de confection d'éprouvettes (matériaux et malaxage) sont définies par la norme (EN 196 en Europe). Cependant, les mesures électriques sur matériaux cimentaires sont moins utilisées et donc non normalisées (hormis pour l'estimation du risque de corrosion), alors qu'elles offrent un potentiel intéressant puisqu'elles peuvent être corrélées avec la prise [KUS 2016], la teneur en eau [CAR 1989], ... Pour les matériaux cimentaires renforcés des fibres conductrices, les mesures électriques peuvent aussi permettre d'évaluer l'endommagement [PEL 2001] ou la contrainte mécanique [CHE 1993][FU 1997]. Dans ce contexte, disposer de mesures fiables et reproductibles semble être une nécessité de premier plan. Cette étude a donc pour objectif d'identifier des techniques de mesure et de malaxage de mortiers fibrés type « smart concrete » qui soient fiables et reproductibles.

**ABSTRACT.** Most testing methods applied to cement-based materials are standardized. For tests performed on normalized mortars, even the mixing protocol and materials are regulated by the standard (EN 196 in Europe). This is not the case for electrical measures since those tests are less applied outside the scope of corrosion risk assessment. However, electrical measures offer an interesting potential to assess the hydration [KUS 2016], the moisture content [CAR1989], ... In the specific case of mortars reinforced with conductive fibres, electrical measures may also be used to assess the damage [PEL 2001] or mechanical strain [CHE 1993] of cement-based materials. Within this context, the reliability and reproducibility of those measures needs to be guaranteed. This study is therefore focused on the reliability and reproducibility of electrical measures setups and mixing sequences.

**MOTS-CLÉS :** mortier, fibres de carbone, mesures électriques, monitoring, malaxage

**KEY WORDS:** mortar, carbon fibres, electrical measures, monitoring, drying, mixing

---

## 1. Introduction

L'addition de fibres conductrices aux matériaux cimentaires peut leur permettre d'avoir un comportement piezo-résistif : la résistivité intrinsèque du matériau varie linéairement avec ses déformations mécaniques, comme pour une jauge d'extensométrie. Ces matériaux sont couramment appelés « Smart Concrete » et présentent un potentiel particulièrement intéressant pour des applications de Structural Health Monitoring. D'autres applications peuvent être envisagées, dont notamment le chauffage et le blindage électromagnétique [xxx][xxx].

Dans l'optique d'exploiter les résultats de mesures électriques pour le monitoring de structures, leur fiabilité doit être garantie. Cependant, les choix possibles de méthodes de mesure sont multiples : mesure 2 points ou 4 points, mesure avec courant continu ou alternatif, utilisation d'électrodes surfaciques ou volumiques, ... Il est donc nécessaire d'identifier les méthodes de mesure les plus fiables.

Les fibres utilisées pour ces applications présentent un faible diamètre et un élanement élevé, ce qui leur permet de créer un réseau conducteur très complexe et dense, ce même avec des fractions volumiques de fibres inférieures à 1%. Cependant, ce réseau de fibres à faible seuil de percolation peut aussi être la cause d'une mauvaise reproductibilité des résultats entre gâchées, surtout avec ces fractions volumiques de fibres réduites. Il est donc aussi nécessaire de pouvoir garantir une dispersion homogène des fibres au sein de la matrice cimentaire et reproductible entre gâchées. Dans la littérature, certaines comparaisons entre séquences de malaxage démontrent que c'est un élément crucial dans l'étude des mortiers fibrés type « Smart Concrete ».

L'étude présentée dans ce poster correspond donc à l'identification des principaux paramètres liés aux techniques de mesures électriques et aux séquences de malaxage.

## 2. Choix d'une méthode de mesure

### 2.1 Procédures expérimentales

Pour cette étude, 4 séries d'échantillons 4\*4\*16 cm avec des fractions volumiques de fibres de 0.5 % ont été produits : **série 1** : échantillons sans électrodes intermédiaires (mesure 2 points uniquement) ; **série 2** : échantillons avec électrodes intermédiaires surfaciques (mesure 2 points et 4 points) ; **série 3** : échantillons avec électrodes intermédiaires « grillage fin » (mesure 2 points et 4 points) ; **série 4** : échantillons avec électrodes intermédiaires « grillage grossier » (mesure 2 points et 4 points). Les mesures 2 points se font sur toute la longueur de l'échantillon, soit 16 cm, les mesures 4 points sur une longueur de référence de 8 cm ; leurs résultats sont en conséquence multipliés par 2. Les mesures se font avec un courant alternatif d'amplitude 0.1 V pour s'affranchir de l'effet de polarisation [WEN 2001] et de conduction non-linéaire [Xu 2011]. La fraction volumique de fibres est de 0.5 %.

### 2.2 Résultats

La figure 1 montre la comparaison entre la série 1 et série 2 avec des mesures 2 points. L'ajout d'électrodes intermédiaires surfaciques semble n'avoir aucune influence sur les propriétés électriques de l'échantillon. Sur la figure 4, la mesure 4 points présente une partie réelle de l'impédance plus faible que la mesure 2 points, les parties imaginaires présentant des valeurs similaires. Des études approfondies sont en cours pour expliquer ce résultat avec certitude.

La figure 2 montre que l'ajout d'un grillage fin perturbe fortement les propriétés électriques de l'échantillon. Sur la figure 5, l'utilisation de ce grillage fin pour des mesures 4 points semble peu judicieuse car la courbe d'impédance présente des valeurs surestimées.

Sur la figure 3, la présence du grillage grossier impacte moins les propriétés électriques de l'échantillon que le grillage fin. Sur la figure 6, les valeurs mesurées sont plus faibles avec la mesure 4 points qu'avec la mesure 2 points, à l'instar de la série 2.

Le Tableau 1 montre les coefficients de variation des mesures sur la plage étudiée. Les mesures 2 points donnent systématiquement des coefficients de variation inférieurs aux mesures 4 points. Les coefficients de variation de la partie réelle sont inférieurs à ceux de la partie imaginaire. Les mesures 2 points des séries 1 et 2 sont comparables. Pour les séries 3 et 4, l'ajout d'un grillage fin ou grossier augmente la variabilité des mesures deux points. Les mesures 4 points donnent toutes des coefficients de variation peu satisfaisants.

Tableau 1 - Coefficients de variation de l'impédance par technique de mesure

Méthode	CV (%)	
	Rp	X
<b>Série 1 2 pts</b>	<b>4.9</b>	<b>13.9</b>
Série 2 2 pts	5	13.6
Série 2 4 pts	19.8	27.4
Série 3 2 pts	13.2	23
Série 3 4 pts	25.8	31.1
Série 4 2 pts	14.7	21.8
Série 4 4 pts	20.6	21.4

### 3. Choix d'une séquence de malaxage

#### 3.1 Procédures expérimentales

Par rapport aux méthodes proposées dans la littérature, les séquences suivantes ont été choisies et sont décrites dans le Tableau 2:

Tableau 2 - Séquences de malaxage

Temps (min)	Vitesse	Séquences			
		Malaxage 1	Malaxage 2	Malaxage 3	Malaxage 4
1	Petite	Toutes les composantes	Ciment + Sable + fibres	Ciment + sable	Ciment + sable
2	Petite		Eau + SP*	Eau + SP	Eau + SP + fibres
3	Grande			Fibres	
4	Grande				
5	Grande				

\*SP = super-plastifiant

Pour chaque séquence de malaxage, deux gâchées (3 échantillons chacune) sont produites. La fraction volumique de fibres est de 0.05%.

#### 3.2 Résultats

Les diagrammes des parties réelle et imaginaire de l'impédance sont montrés sur les figures 7 et 8. Les valeurs moyennes des coefficients de variation sont données dans le Tableau 3. Le malaxage 3 donne des valeurs d'impédance plus faibles que les autres, mais des coefficients de variation plus élevés. Le malaxage 1 donne des coefficients de variation raisonnables, mais présente les valeurs moyennes les plus élevées. Enfin, les malaxages 3 et 4 donnent des valeurs moyennes similaires, mais le coefficient de variation mesuré sur les deux gâchées de la séquence de malaxage 2 est clairement le meilleur de tous, que ce soit pour la partie réelle ou imaginaire de l'impédance. La séquence de malaxage 2 semble donc être la mieux adaptée.

Tableau 3 - Coefficients de variation de l'impédance pour différentes séquences de malaxage

Moyenne	CV (%)						Moy1 - Moy2	
	1 <sup>er</sup> essai		2 <sup>eme</sup> essai		Total		Moytot	
	Rp	X	Rp	X	Rp	X	Rp	X
1	16	22.2	17	26.7	18.2	34.9	16	41
<b>2</b>	<b>14.9</b>	<b>21.6</b>	<b>5.2</b>	<b>6.7</b>	<b>12.1</b>	<b>16.6</b>	<b>7</b>	<b>9</b>
3	33.5	45.9	12.2	19.8	31.5	46.5	29	43
4	13.35	21.7	26.9	38.6	34.9	52.5	46	69

### 4. Conclusion

Le choix d'une technique de mesure spécifique des propriétés électriques a une importance primordiale sur la qualité de la mesure, à la fois en termes de précision et de reproductibilité entre plusieurs mesures. Par rapport aux résultats obtenus dans cette étude, il semble que pour une mesure avec courant alternatif, une mesure 2 points sur des échantillons sans électrodes intermédiaires peut être satisfaisante. Les mesures 4 points avec électrodes surfaciques semblent sous-estimer la résistance mesurée, alors que l'ajout d'électrodes intermédiaires volumiques type « grillage » peut poser des problèmes supplémentaires. Cependant, les auteurs insistent sur la nécessité d'avoir un contact entre électrodes d'extrémité et échantillon de très bonne qualité.

Le choix d'une séquence de malaxage adéquate peut aussi permettre d'améliorer fortement la reproductibilité, à la fois pour des échantillons venant d'une même gâchée, mais aussi entre gâchées distinctes.

## 5. Références

[KUS 2016] Kusak, I, Lunal, M, Chobola., Z. Monitoring of Concrete Hydration by Electrical Measurement Methods, *Procedia Engineering*, vol. 151, 2016, p. 271-276

[CAR 1989] Mc Carter, W.J, Garvin, S., Dependence of electrical impedance of cement-based materials on their moisture condition, *Journal of Physics – Applied Physics*, vol. 22, 1989

[CHE 1993] P. Chen, D. Chung, Carbon fiber reinforced concrete for smart structures capable of non-destructive flaw detection, *Smart materials and structures*, vol. 2, 1993, p.22-30

[CHI 1989] Chiou, J.M, Zheng, Q., Chung, D.D.L., Electromagnetic interference shielding by carbon fibre reinforced cement, *Composites*, vol.20, n°4, 1989, p.379-381

[CHU 2006] Wen, S., Chung, D.D.L. The role of electronic and ionic conduction in the electrical conductivity of carbon fiber reinforced cement, *Carbon*, vol.44, n°11, 2006, p.2130-2138,

[DAH 2015] Ali AL-Dahawi, Ouzhan ztrk, Farhad Emami, Mustafa Ahmaran, and Mohamed Lachemi. Self-Sensing Cementitious Composites for Smart Structures, *SMAR 2015*, May 2015.

[FU 1997] X. Fu, E. Ma, D. Chung,W. Anderson, Self-monitoring in carbon fiber rein forced mortar by reactance measurement, *Cement and Concrete Research*, vol. 27, n°6 , 1997, p.845-852

[WAN 2017] Wang, C., Li, B., Peng, L., He, W., Zhao, L., Li, C. CVD Treatment of Carbon Fibers and Evaluation of Their Dispersion in CFRC. *Materials Sciences and Applications*, vol.8, 2017, p.649

[WEN 2001] Wen, S., Chung, D.D.L. Electric polarization in carbon fiber-reinforced cement. *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n°1, 2001, p.141-147

[ZHA 2011] Zhao, H., Wu, Z., Wang, S., Zheng, J., Che, G., Concrete pavement deicing with carbon fiber heating wires, *Cold Regions Science and Technology*, vol. 65, n° 3, 2011, p.413-420

[XU 2011] Xu, J., Yao, W., Wang, R., Nonlinear conduction in carbon fiber reinforced cement mortar, *Cement and Concrete Composites*, vol. 33, n°3, 2011, p.444-448

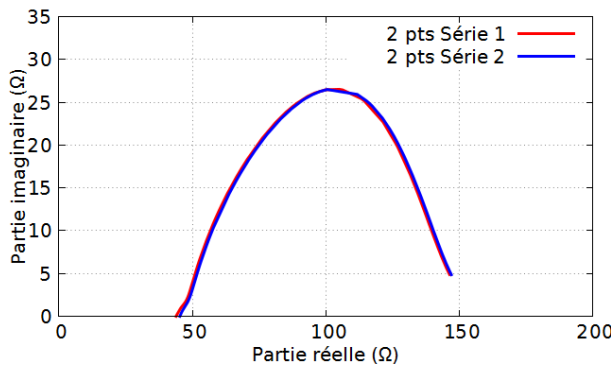


Fig 1 : Mesures 2pts série 1 vs 2 pts série 2

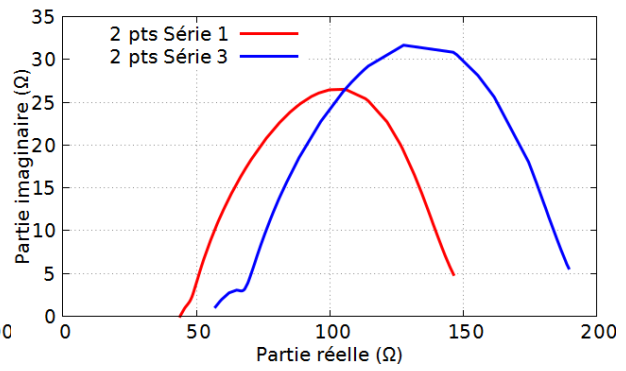


Fig 2 : Mesures 2pts série 1 vs 2 pts série 3

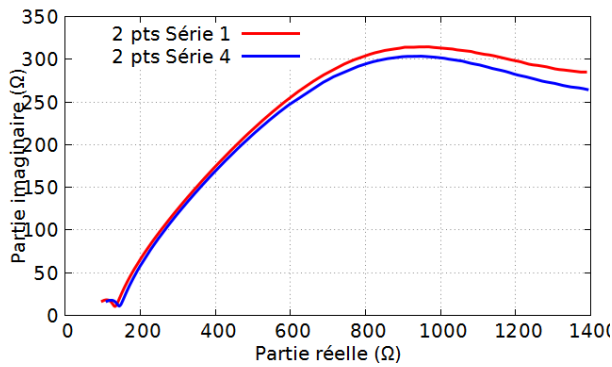


Fig 3: Mesures 2pts série 1 vs 2 pts série 4

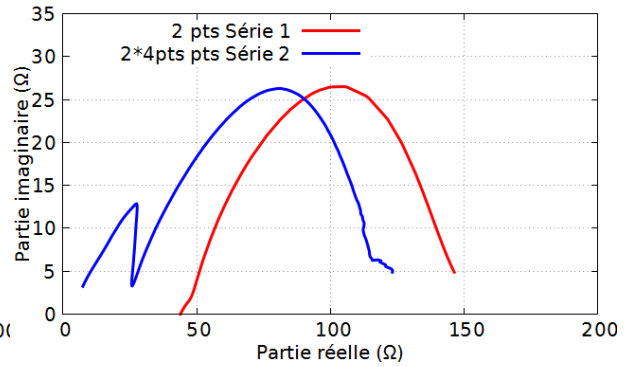


Fig 4: Mesures 2pts série 1 vs 2\*4 pts série 2

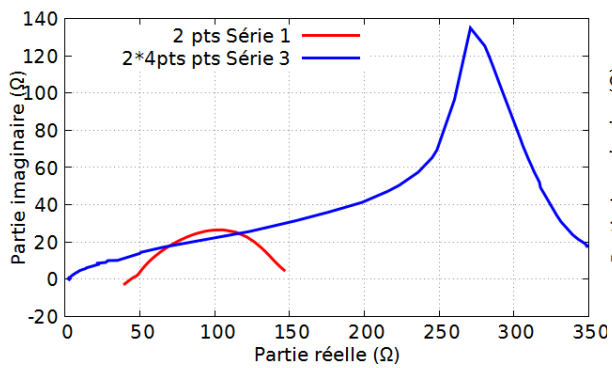


Fig 5: Mesures 2pts série 1 vs 2\*4 pts série 3

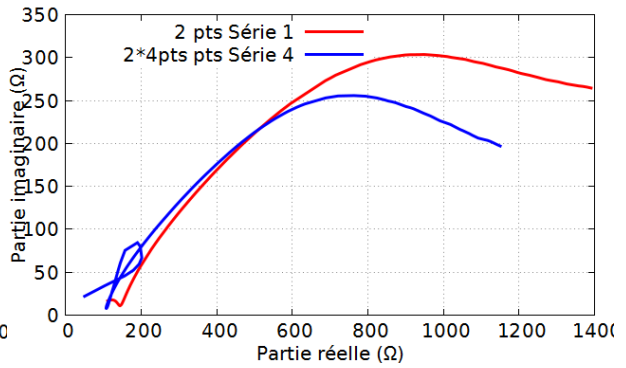


Fig 6: Mesures 2pts série 1 vs 2\*4 pts série 4

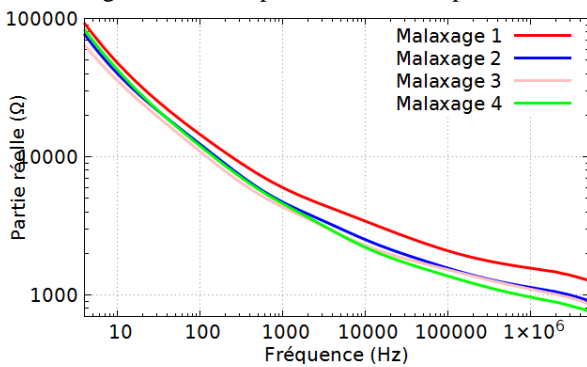


Fig 7: Moyenne de la partie réelle des différents malaxages

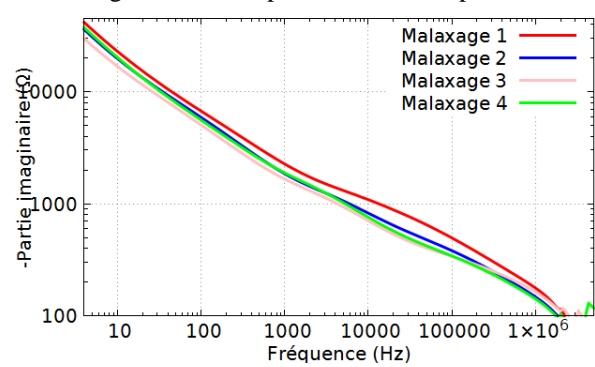


Fig 8: Moyenne de la partie imaginaire des différents malaxages



---

# Etude de la liquéfaction d'un sol argileux naturel mou

Hanène Souli<sup>1</sup>, Siba Kheirbek-Saoud<sup>2</sup>, Jean-Marie Fleureau<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Université de Lyon, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint Etienne, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes, 58 rue Jean Parot, 42023 Saint Etienne (France), hanene.souli@enise.fr

<sup>2</sup> Université Tishreen, Faculté de génie Civil, Lattaquié, Syrie

<sup>3</sup> Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, Laboratoire MSSMat, 8-10 rue Joliot Curie, 91190 Gif-sur-Yvette (France), jean-marie.fleureau@centralesupelec.fr

---

*RÉSUMÉ. Ce travail présente les résultats des essais effectués sur un matériau atypique prélevé en Guadeloupe. Le but de ce travail est d'étudier la susceptibilité de ce matériau vis-à-vis de la liquéfaction. Une caractérisation mécanique du matériau a été effectuée via des essais triaxiaux monotones. Ces essais ont permis d'estimer l'angle de frottement du matériau à 38°. L'étude de la susceptibilité à la liquéfaction via les critères basés sur les paramètres de plasticité, n'a pas permis d'avoir une appréciation exacte de la susceptibilité à la liquéfaction du matériau. En effet, certains critères le classaient comme fortement liquéfiable, d'autres le classifiait comme non liquéfiable. Les essais au laboratoire ont montré que la liquéfaction de ce matériau ne se produisait que pour de fortes valeurs de déviateur cyclique ce qui correspond à des séismes de forte amplitude.*

....  
....  
....  
....  
....  
....

*ABSTRACT. The paper presents the results of identification, monotonous and cyclic triaxial tests on a potentially liquefiable soil from the Guadeloupe island. The material is a very soft clayey soil whose susceptibility to liquefaction is not clear when referring to index properties such as grain size distribution, plasticity, etc. The classifications found in the literature indicate that the material has rather a "clay-like" behaviour, i.e. is not very susceptible to liquefaction, but its properties are very close to the threshold values given by the authors. Cyclic triaxial tests carried out on the material under different conditions show that liquefaction is possible for a relatively important level of cyclic deviator or number of cycles.*

....  
....  
....  
....  
....  
....  
....

*MOTS-CLÉS : Argile molle, indice de plasticité, essais cycliques*  
*KEY WORDS: Soft clayey soil, index properties, cyclic triaxial tests,*

---

## 1. Introduction

Plusieurs auteurs se sont intéressés à l'étude de la liquéfaction des sols durant ces dernières années. Seed & Idriss (1982), Seed et al. (1985)...ont proposé des méthodes qui permettent d'étudier la susceptibilité à la liquéfaction des sols à partir d'essais SPT et CPT. Lade et al. (2009) se sont plutôt intéressés à l'étude de l'effet du pourcentage des fines sur la susceptibilité à la liquéfaction. L'étude bibliographique montre que l'étude de la liquéfaction des sols argileux ainsi que les silts argileux est moins explorée. Gratchey et al. (2006) ont étudié la liquéfaction de mélanges de sable et d'argile et ont montré que les matériaux qui se liquéfient sont ceux qui présentent une structure "ouverte" dans laquelle les agrégations d'argile étaient généralement rassemblées aux points de contact des particules de sable, servant de connecteurs à faible résistance. D'autre part, la microfabric des sols résistants à la liquéfaction s'est avérée être plus compact, l'argile produisant une matrice qui empêchait les grains de sable de se réarranger lors du chargement cyclique. Evidemment, la densité initiale et la compressibilité du sol jouent un rôle majeur dans le phénomène de liquéfaction et dans l'augmentation de la pression interstitielle en excès dans des conditions non drainées. Cet article présente les résultats des essais réalisés sur un matériau atypique prélevé de Guadeloupe. Son but est de confronter les résultats des essais de liquéfaction au laboratoire à ceux obtenus par les critères de liquéfaction semi-empiriques basés sur les indices de plasticité, la granulométrie et le taux de fines.

## 2. Matériaux et méthodes

Le matériau étudié est prélevé de Gaudeloupe. Les propriétés géotechniques du matériau sont regroupées dans le tableau 1. Les essais d'identification géotechnique montrent que le matériau est classifié comme un silt argileux de faible plasticité. La teneur en eau naturelle du matériau est proche de la limite de liquidité.

**Tableau 1** Propriétés Géotechniques du matériau étudié

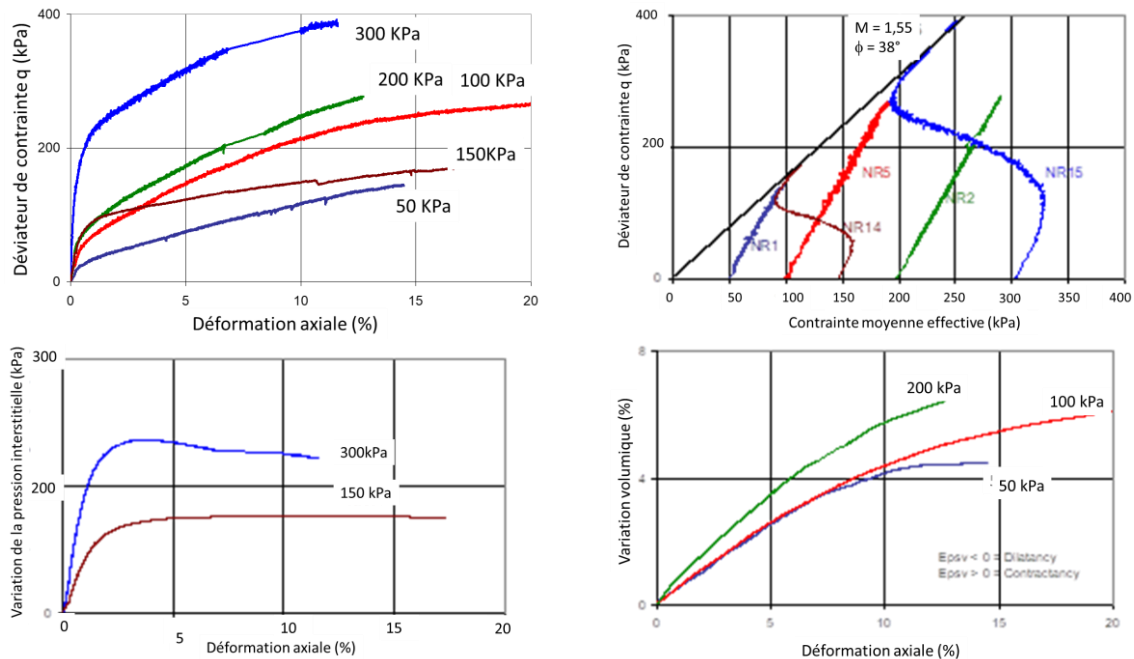
Limite de liquidité $w_L$ , %	Limite de plasticité $w_p$ , %	Indice de plasticité PI, %	Densité spécifique des grains $\gamma_s/\gamma_w$	Teneur en eau naturelle $w_{nat}$ , %	Poids volumique $\gamma_{dnat}$ , kN/m <sup>3</sup>
37-42.2	24-26.7	11-18	2,72	40-53	1,05-1,17
< 80 $\mu\text{m}$ %	< 2 $\mu\text{m}$ %	$d_{10}$ mm	$d_{50}$ mm	$d_{60}$ mm	$C_u = d_{60}/d_{10}$
66-94	8-16	0,001-0,003	0,012-0,020	0,015-0,030	10-15

Les essais triaxiaux monotones et cycliques sont réalisés sur des matériaux intacts de 10 cm de diamètre et de 17 cm de hauteur. Une première phase de saturation est effectuée en augmentant la contrainte de confinement à 370 kPa et la pression interstitielle à 350 kPa. A la fin de cette phase le coefficient de skempton est mesuré. Le matériau est considéré comme saturé si la valeur du coefficient de skempton est supérieure à 0,98. Par la suite une consolidation isotrope du matériau est réalisée. Pour les essais monotones, la consolidation est réalisée pour des contraintes moyennes effectives de 50, 100, 150, 200 et 300 kPa. Le cisaillement est réalisé dans des conditions drainées et non drainées. En ce qui concerne les essais cycliques, les essais sont effectués pour une fréquence de 1 Hz et des valeurs de déviateurs cycliques  $q/2\sigma_3$  variant entre 0,2 and 0,4. La liquéfaction est étudiée pour 100 cycles.

## 3. Résultats des essais

### 3.1. Essais monotones

Les résultats des essais triaxiaux sont présentés dans la figure 1. Pour les essais effectués dans les conditions drainées, les résultats montrent que l'essai effectué pour une contrainte effective de consolidation de 200 kPa, n'a pas totalement atteint la plasticité parfait, cet état est plus ou moins atteint pour des valeurs de contrainte effective de 50 et 100 kPa. Le critère de plasticité est déterminé essentiellement à partir des essais réalisés dans des conditions non drainées. Ces résultats montrent que le critère de plasticité passe par l'origine ce qui signifie que le matériau a une cohésion nulle. L'angle de frottement est de 38°. La ligne de l'état critique est aussi déterminée essentiellement à partir des essais non drainés, la pente de cette droite est de l'ordre de 0,09 (non présentée dans cet article).

**Figure 1** Résultats des essais Monotones

### 3.2. Etude de la liquéfaction

#### 3.2.1. Via les critères de classification

La susceptibilité à la liquéfaction du matériau est évaluée via différents critères qui sont renseignés dans le tableau 2. Le sol est totalement saturé, avec un rapport de teneur en eau par la limite de liquidité égale à 1. La distribution granulométrique est intermédiaire entre celle de sable et celle d'une argile puisque le pourcentage des fines est compris entre 10 et 25% avec une granulométrie étalée. Selon les critères de Wang (1979), Seed & Idriss (1982), le matériau étudié est très liquéfiable. Par contre, si on se fie au critère d'Andrew & Martin (2000) et celui de Boulanger & Idriss (2006, 2008), ce matériau n'est pas liquéfiable. Les critères de Polito (2001) et de Bray & Sancio (2006), le classifient comme moyennement susceptible à la liquéfaction. Les résultats montrent que les critères utilisés ne permettent pas de classer de façon fiable et précise la susceptibilité à la liquéfaction du matériau étudié.

**Tableau 2** Comparaison des paramètres mesurés du matériau et les critères de liquéfaction du sol

Références	Critère pour l'étude de la susceptibilité du sol	Paramètres mesurés
Wang (1979)	15-20% fines < 5 $\mu\text{m}$ ; $w/w_L > 0,9$	15-25% < 5 $\mu\text{m}$ $w/w_L = 1,1$
Seed & Idriss (1982)	15-20% fines < 5 $\mu\text{m}$ ; $w_L < 35\%$ ; $w/w_L > 0,9$	15-25% < 5 $\mu\text{m}$ , $w_L = 37-42\%$ ; $w/w_L = 1,1-1,2$
Andrews & Martin (2000)	10% fines < 2 $\mu\text{m}$ ; $w_L < 32\%$	8-16% < 2 $\mu\text{m}$ ; $w_L = 37-42\%$
Polito (2001)	Très liquéfiable: $w_L < 25\%$ ; $PI < 7$ Moyennement liquéfiable: $25 < w_L < 35\%$ ; $7 < PI < 10$	$w_L = 37-42\%$ ; $PI = 11-18$
Seed (2003)	Très liquéfiable: $PI < 12$ ; $w_L < 37\%$ ; $w/w_L > 0,8$ Moyennement liquéfiable: $12 < PI < 20$ ; $37 < w_L < 47\%$ ; $w > 0,85 w_L$	$w_L = 37-42\%$ ; $PI = 11$ $w/w_L = 1,1-1,2$
Boulanger & Idriss (2004, 2006)	Comportement proche du sable : $PI < 7$	$PI = 11-18$
Bray & Sancio (2006)	Très liquéfiable: $PI < 12$ ; $w/w_L > 0,85$ Moyennement liquéfiable: $12 < PI < 20$ ; $w/w_L > 0,8$	$PI = 11-18$ ; $w/w_L = 1,1-1,2$
Chang & Hong (2008)	Comportement proche du sable : fines 20-25% < 2 $\mu\text{m}$	8-16% < 2 $\mu\text{m}$

### 3.2.2. Via des essais cycliques

Le tableau 3 montre les conditions initiales des essais cycliques ainsi que le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la liquéfaction pour les valeurs de déviateurs cycliques utilisés.

**Tableau 3 Résultats des essais de liquéfaction du matériau**

Contrainte de Consolidation (kPa)	50	50	100	100	100	200	200
Déviateur cyclique $q_c/2\sigma'_3$	0,2	0,3 0,38	0,4	0,35	0,35	(a) 0,2 (b) 0,3	0,3
Nombre de cycles	90	25		5	5	30	15

Ces résultats montrent que la liquéfaction de ce matériau est possible mais seulement si le déviateur de contrainte cyclique est élevée (à partir d'une valeur de 0,3) ou si le nombre de cycles est élevé. Ceci suggère que le matériau est modérément liquéfiable comme suggéré par le critère de Polito (2001) et Bray et Sancio (2006).

## 4. Conclusion

Les résultats obtenus en utilisant les différents critères de liquéfaction n'ont pas permis de classer de façon fiable la susceptibilité à la liquéfaction de ce matériau qui semble atypique et qui se trouve dans une zone sismique qui nécessite de le caractériser de façon précise vis-à-vis de ce risque. Les essais cycliques ont toute leur utilité pour caractériser la susceptibilité à la liquéfaction de ce matériau. En effet, ces essais ont montré que le matériau est modérément susceptible à la liquéfaction. Pour pouvoir obtenir la liquéfaction de ce matériau, il faut appliquer une forte valeur de déviateur cyclique. Ceci correspond à des séismes de forte magnitude.

## 5. Bibliographie

- [AND00] Andrews D.C.A., Martin G.R., « Criteria for liquefaction of silty soils », 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, NZ Society for EQ Engrg, 2000, Paper No 0312.
- [BOUL04] Boulanger R.W., Idriss I.M., « Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays », Report UCD/GDM-04/01, University of California Davis, 2004.
- [BOUL06] Boulanger R.W., Idriss, I.M. « Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays », *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 132, n° 11, 2006, p. 1413-1426.
- [BRAY 06] Bray J.D., Sancio R.B., « Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils », *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 132, n° 9, 2006, p. 1165-1177.
- [CHANG 08] Chang W.J., Hong M.L., « Effect of Clay Content on Liquefaction Characteristics of Gap-Graded Clayey Sands », *Soils and Foundations*, vol. 48, No.1, p.101-114.
- [GRAT 86] Gratchev I.B., Sassa K., Osipov V.I., Sokolov V.N., « The liquefaction of clayey soils under cyclic loading », *Engineering Geology*, 86, 1986, p. 70-84.
- [LADE 09] Lade P.V., Yamamuro J.A., Liggio C.D., « Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static Liquefaction of silty sand », *Geomechanics and Engineering, An International Journal*, vol. 1, n° 1, 2009, p.1-15.
- [POLITO 01] Polito C., « Plasticity based liquefaction criteria », 4<sup>th</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, Rolla, Mo, 2001, Paper 1-33,.
- [SEED 82] Seed H.B., Idriss I.M., « Ground motions and soil liquefaction during earthquakes », Earthquake Engineering Research Center Monograph, EERI, Berkeley, California, 1982.
- [SEED 85] Seed H.B., Tokimatsu K., Harder L.F., Chung R. « The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations », *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 111, n° 12, 1985, p. 1425-1445.
- [SEED 03] Seed H.B. « Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework », Report EERC 2003-06, Earthquake Eng. Research Institute, Berkeley, California, 2003.
- [WANG 79] Wang, W. « Some findings in soil liquefaction », Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute Report, Beijing, China, 1979.

---

# Etude du comportement des matériaux fins de plateforme ferroviaire

B. K. Yoka<sup>1</sup>, P. Breul<sup>2</sup>, M. Morvan<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Institut Pascal, Polytech Clermont-Ferrand, Université Clermont Auvergne, 24 avenue des Landais, BP 206, 63174 AUBIERE Cedex France, mail : [Bilal.YOKA\\_KHAIL@etu.uca.fr](mailto:Bilal.YOKA_KHAIL@etu.uca.fr)

<sup>2</sup> Institut Pascal, Polytech Clermont-Ferrand, Université Clermont Auvergne, 24 avenue des Landais, BP 206, 63174 AUBIERE Cedex France.

---

*RÉSUMÉ.* La ligne de chemin de fer qui traverse le Gabon du Nord-Ouest vers le Sud-Est, constitue le moyen de transport stratégique vis-à-vis du développement économique du pays. Or, une partie de l'infrastructure ferroviaire est construite sur des sols fins à priori inaptes à recevoir une plateforme ferroviaire. Sur cette partie de la ligne, sont répertoriés des problèmes d'instabilité récurrents et dont l'ampleur devient encore plus importante avec l'augmentation de la charge à l'essieu des wagons des trains minéraliers à plus de 25 tonnes. Selon [LI 95], les mécanismes de défaillances survenant sur les plateformes ferroviaires en matériau fins argileux sont dus à la combinaison de trois facteurs : la nature argileuse du sol de plateforme, la présence d'eau et l'effet du chargement cyclique des essieux des différents véhicules ferroviaires. Dans cet article, nous nous intéressons à l'étude du comportement des sols argileux des plateformes ferroviaires dans le contexte d'augmentation de la charge à l'essieu, en prenant en compte la variation de leur état hydrique.

*ABSTRACT.* The railway line which crosses Gabon from North-West to South-East, constitutes the strategic means of transport contributing to the economic development of the country. However, part of the railway infrastructure is built on fine-grained soils that are not likely to receive a railway subgrade. On this part of the line, recurring problems of instability are listed, the magnitude of which becomes even greater with the increase of the axle load of the wagons of ore trains to more than 25 tons. According to [LI 95], the failure mechanisms occurring on railway subgrades with clay material are due to the combination of three factors: the clay type of the subgrade soil, the presence of water and the effect of the cyclic loading. In this paper, we are interested in studying the behavior of clay subgrades soils in the context of increasing the axle load, taking into account the variation their moisture condition.

*MOTS-CLÉS :* plateforme argileuse, état hydrique, chargement cyclique, déformations.

*KEY WORDS :* clay subgrade, moisture condition, cyclic loading, deformations.

---

## 1. Introduction

Dans le contexte de développement actuel du Gabon, la voie ferrée est de plus en plus sollicitée pour le transport des biens et des personnes. Pour cela, elle doit supporter les différentes charges ferroviaires notamment celle des trains de fret et des trains minéraliers qui tendent à augmenter.

La voie ferrée classique comprend plusieurs composants dont les rails, les traverses, le système d'attaches, les couches d'assise et la plateforme [USM 15]. Selon [LI 95], le sol de plateforme est souvent constitué de sols fins de faible résistance et de faible perméabilité. Son comportement dépend de plusieurs facteurs, notamment de la nature du sol, de son état hydrique et du niveau de chargement. Dans le cas des plateformes en matériaux fins argileux, la présence d'eau réduit de façon significative sa résistance de telle sorte de faciliter le développement des défaillances de la plateforme, même à des niveaux de chargements répétés peu importants. Les mécanismes de défaillances tels que la rupture progressive par cisaillement, la déformation plastique excessive (ou « ballast pocket ») et l'attrition par le ballast sont caractéristiques des plateformes ferroviaires en matériaux fins argileux pour lesquels la condition de non drainage est souvent évidente en saisons humides, en raison de leur faible perméabilité. Avec le chargement répété, les différents mécanismes sont caractérisés par une augmentation de la pression de l'eau contenue dans le sol de plateforme et un développement des déformations permanentes. La rupture se produisant à des niveaux de déformations plastiques importantes [BUR 06].

Dans le cas de la ligne de chemin de fer gabonais, la plateforme est constituée de sols argileux généralement exposé à l'eau en saison des pluies. Cette constitution est à l'origine d'un certain nombre de problèmes

d'instabilité récurrents localisés sur le premier tronçon de la ligne. Sur ce tronçon sont généralement répertoriés les problèmes de poches de ballast, les phénomènes d'attrition (avec et sans pompage de boue), les problèmes de tassements de consolidation, les problèmes de poinçonnement et d'affaissement de la plateforme. A l'heure actuelle, la plupart des études préalables sur la réponse des sols fins sous sollicitations cycliques se limitent aux cas des sols saturés de classe A1 ou A2 (au sens de la classification GTR). Peu d'entre elles abordent l'aspect non saturé des sols et le comportement des sols de types A3 ou A4. Ainsi, pour mieux comprendre le comportement du sol de la plateforme de la ligne de chemin de fer gabonais en particulier, et celle des sols fins sous sollicitation cyclique en général, nous prendrons en compte la variation de l'état hydrique.

Dans cet article, nous ferons dans un premier temps, une brève présentation du comportement mécanique des sols fins sous sollicitation cyclique puis dans un second temps, nous présenterons notre démarche expérimentale pour l'étude de ces sols dans le contexte d'exploitation ferroviaire.

## **2. Etat de l'art**

Le comportement mécanique des sols fins sous sollicitation cyclique a déjà fait l'objet de plusieurs études depuis le début des années 1960 [LEA 13]. Ces études ont montré qu'en fonction de l'amplitude du chargement cyclique, le sol peut se rompre ou rester dans un certain état d'équilibre [AND 80], [ANS 89] et [SAN 68]. Cela met ainsi en évidence l'existence d'un niveau critique de contrainte cyclique qui fixe la limite entre le domaine d'état d'équilibre et le domaine où la rupture peut se produire. La définition du niveau critique de contrainte cyclique a été donnée pour la première fois par Larew et Leonards en 1962. Mais à l'heure actuelle, avec l'évolution en matière d'étude des sols non saturés, la nécessité de prendre en compte l'effet de la succion dans la réponse de ces sols sous sollicitation cyclique devient un enjeu majeur quand la plupart des premières études à ce sujet se limitent à l'étude de l'effet de la nature du sol ou de l'histoire des contraintes. Plusieurs études ont mis en évidence l'influence de la succion sur les caractéristiques mécaniques du sol non saturé. Des auteurs comme [MAA 04] et [FRED 12] ont montré qu'avec l'augmentation de la succion, le sol non saturé présente une meilleure résistance au cisaillement. D'autres études, comme celle de [VAN 13] et [YAN 05] ont montré également que l'augmentation de la succion a pour effet d'augmenter la rigidité du sol et donc le module réversible et la capacité portante.

C'est seulement depuis quelques décennies que l'étude du comportement des sols non saturés suscite un intérêt particulier pour les chercheurs, en raison notamment des nombreux problèmes d'ingénieries rencontrés sur différents ouvrages en génie civil (barrages en terre, talus, plateforme routière et ferroviaires, fondations des bâtiments, etc) [FRE 12]. Cela du fait que les théories de la mécanique des sols classiques, basées sur le postulat de Terzaghi, en 1936, trouve ses limites lorsque le sol devient non saturé. Le postulat de Terzaghi est encore aujourd'hui utilisé pour modéliser le comportement mécanique des sols saturés ou secs, lorsque les pores sont remplis d'une seule phase (eau ou air) [GEI 99]. Terzaghi propose alors de distinguer le tenseur de contrainte effective, qui décrit le comportement du squelette solide du sol, par rapport à celui de l'eau. Or à l'état naturel, les sols se trouvent à des degrés de saturations variables. Quand le sol est non saturé, la succion, différence entre les pressions d'eau et d'air, devient un paramètre supplémentaire qui gouverne le comportement mécanique du sol. Elle résulte de l'interaction entre les phases liquide et gazeuses, quand celles-ci sont en équilibre dans les pores du sol. C'est autour des années 1960 que le concept de la contrainte effective de Terzaghi a été élargi au cas des sols non saturés, intégrant ainsi la succion comme nouveau paramètre [FLE 08]. Le cas des sols saturés peut alors être considéré comme un cas particulier de la mécanique des sols [MAA 04]. L'expression de la contrainte effective la plus célèbre qui a été reprise pour la modélisation du comportement des sols non saturés est celle proposée par Bishop en 1959 [FRE 12] [FLE 08].

## **3. Dispositif expérimentale et conditions d'essai**

Pour étudier le comportement mécanique des sols fins sous sollicitation cyclique, nous avons choisi d'effectuer des essais triaxiaux à l'aide de l'appareil triaxial de Bishop et Wesley (1975) modifié. Les essais seront menés sur des éprouvettes de sol provenant de la plateforme ferroviaire de la ligne du chemin de fer gabonais. Les différentes éprouvettes seront compacté à la densité sèche in-situ puis initialement placées à différents degrés de saturation ; donc à différents niveaux de succion initiales. Nous les soumettrons ensuite à une procédure de chargement par palier sous différents niveaux de contraintes cycliques. Cette procédure permettra de prendre en compte la variation du degré de saturation à l'état in-situ et l'influence de l'augmentation de la charge à l'essieu. Le sol de plateforme étant souvent exposé à l'eau du fait du mauvais drainage et en raison de sa nature argileuse (faible perméabilité), l'eau y est drainée sur le long terme. C'est pourquoi, nous choisissons de mener ces essais en condition de non drainage. Avec le chargement cyclique, l'accumulation de la pression d'eau

excessive engendre une réduction de la contrainte effective ce qui se traduit par la baisse de la résistance du sol ; et donc l'augmentation des déformations [BUT 03], [LI 96]. Si les charges cycliques sont trop importantes, la rupture peut se produire [LOH 11] [BUR 06]. Les essais de compression cyclique, en condition de non drainage, nous permettront d'analyser d'une part l'effet du chargement sur la pression d'eau et sur le développement des déformations et d'autre part de déterminer les lignes d'état critique et les lignes d'état d'équilibre pour les différentes teneurs en eau initiale.

Les échantillons seront soumis à une procédure de chargement par palier sous différents niveaux de contraintes cycliques. Nous leur appliquerons un déviateur cyclique suivant un signal de type sinusoïdal. La fréquence de charge des essieux des wagons des trains minéraliers circulant à 60 km/h est de 9 Hz. Cette valeur correspond également à la fréquence de charge des essieux des véhicules des trains de fret circulant à une vitesse comprise entre 60 km/h et 70 km/h [COS 17]. Du fait de la limitation de l'appareil triaxial utilisé, les échantillons seront sollicités avec une fréquence de charge d'un cycle par minute (environ 0,02 Hz). En condition de non drainage, la fréquence de charge influence la vitesse d'accumulation de la pression d'eau. Sous une basse fréquence de charge, la pression d'eau a plus de temps de s'accumuler entre chaque cycle d'application du déviateur, ce qui engendre des déformations plus importantes dans les premiers cycles de chargement [BUT 03] [LOH 11]. Toutefois, la fréquence de charge n'a pas d'effet sur le niveau d'état d'équilibre du sol en compression non drainée [LOH 11].

Préalablement aux essais cycliques, nous effectuerons des essais triaxiaux monotones, à déformations contrôlées. Le but des essais triaxiaux monotones étant de déterminer les paramètres de rupture de Mohr-Coulomb  $M$  et  $S$  tels que  $q_{max} = M \cdot p_{max} + S$  [TRI 11]. Nous déterminerons également les courbes de rétention d'eau des sols étudiés.

#### 4. Résultats

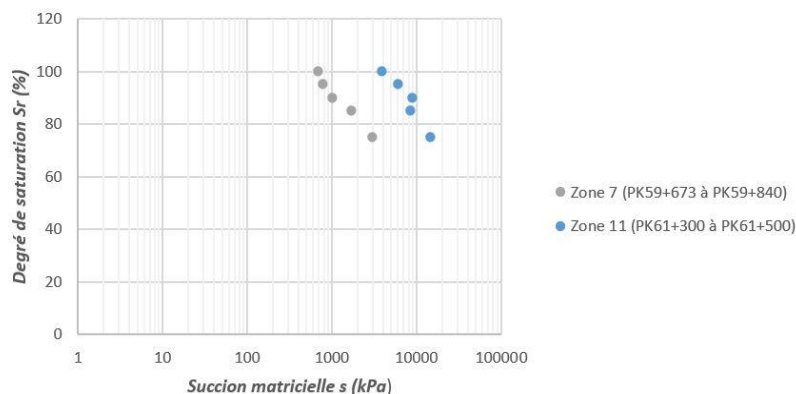
A l'heure actuelle, les premiers essais que nous avons effectué sont les essais de détermination des courbes de rétention d'eau. Ces essais ont été effectués sur les échantillons de sol prélevés sur deux sites de la voie ferrée, les zones 7 (PK59+673) et 11 (PK61+400), et menés suivant la méthode ASTM D5298 qui décrit la procédure de mesure de la succion du sol par la méthode du papier filtre.

Nous présentons ici les résultats de la première partie des essais. Nous avons compressé statiquement cinq éprouvettes de sol à la densité correspondant à 95% de l'OPM et à cinq teneur en eau initiale correspondant aux degrés de saturation de 100%, 95%, 90%, 85% et 75%. Les caractéristiques des échantillons de sol prélevés sur les deux zones d'étude sont données dans le tableau suivant :

	$\gamma_s$ (g.cm <sup>-3</sup> )	$w_{naturelle}$ (%)	VBS	$W_L$ (%)	IP (%)	<2mm (%)	<0,080mm (%)	$w_{OPM}$ (%)	$\gamma_{dOPM}$ (g.cm <sup>-3</sup> )	CBR <sub>immersion</sub>
Zone 7	2,67	40	7,4	71	34	89,6	86,6	18,9	1,648	3,7
Zone 11	2,72	35,4	7	76	48	79,7	75,6	15,5	1,84	2,25

**Tableau 1.** Caractéristiques des sols étudiés

Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 1.



**Figure 1.** Courbe de rétention d'eau des échantillons prélevés sur les deux zones d'études



D'après les résultats de cette première partie d'essais, on remarque que la succion d'entrée d'air pour les deux sites est comprise entre 700 et 4000 kPa. Ces résultats sont en concordance avec l'estimation de [ZER 91] dans le cas des argiles ( $s_e \approx 1000 - 4500$  kPa).

## 5. Conclusion

Avec la variation du degré de saturation à l'état in-situ, il est important de prendre en compte l'influence de ce paramètre sur la réponse du sol fin de plateforme ferroviaire sous sollicitation cyclique. Les travaux que nous effectuons doivent nous permettre non seulement de comprendre l'influence de l'augmentation du niveau de chargement cyclique sur la pression d'eau et les déformations des sols étudiés mais aussi de parvenir à estimer ces niveaux de déformations et de définir des niveaux d'états critiques fonctions du degré de saturation, pour évaluer le risque de rupture du sol.

## 6. Bibliographie

- [AND 80] ANDERSEN K.H., POOL J.H., BROWN S.F. AND ROSENBRAND W.F., « Cyclic and static laboratory tests on drammen clay », *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 106(GT5):499{529, 1980.
- [ANS 89] ANSAL, A.M. AND ERKEN, A. « Undrained behavior of clay under cyclic shear stresses », *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 115(7):968{983, 1989.
- [BUR 06] BURROW M. P. N. ET AL., « A comparison of railway track foundation design methods », *Proc. IMechE*, Vol.221, Part F :J. Rail and Rapid Transit, 2006.
- [BUT 03] BUTALIA T. S. ET AL., « Effect of Moisture Content and Pore Water Pressure Buildup on resilient Modulus of Cohesive Soils in Ohio », *Resilient Modulus testing for Pavement Components*, ASTM STP 1437, G. N. Durham, W. A. Mart, and W. L. De Groff, Eds., ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003.
- [COS 17] COSTA R. ET AL., « Large-scale Triaxial Apparatus For railroad Ballast Material », *Proceedings Symposium International GEORAIL 2017 International symposium*, 2017.
- [FLE 08] FLEUREAU J-M., COUSSY O., *Mécanique des sols non saturés*, Paris, Editions Lavoisier, 2002.
- [FRE 12] FREDLUND D. G., RAHARDJO H. AND FREDLUND M. D., *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*, USA, Copyright by John Wiley & Sons, Inc, 2012.
- [GEI 99] GEISER F., Comportement Mécanique d'un limon non saturé Etude Expérimentale et Modélisation Constitutive, Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Belgique, 1995.
- [LEA 13] LEAL A. N. AND KALIAKIN V. N., Behavior of Cohesive Soils Subjected to Cyclic Loading : An Extensive review of Pertinent Literature, Research Report, Newark, Delaware, U.S.A., septembre 2013.
- [LI 95] D. LI ET E. T. SELIG, « Evaluation of Railway Subgrade Problems », *Transportation Research Record 1489*, 1995.
- [LOH 11] LOH B. H., Behavior of Railway Track Subgrade under Cyclic loading, Thesis, Curtin University, November 2011.
- [MAA 04] MAAITAH O. M. AND MAHADIN S. A., « Variation on shear strength of Unsaturated Subgrade Causes Road cracks », *Journal of Applied Sciences* 4(3):335-339, 2004.
- [SAN 68] SANGREY D. A., The behaviour of soils subjected to repeated loading, PhD thesis, Cornell University, 1968.
- [TRI 11] TRINH V., Comportement hydromécanique des matériaux constitutifs des plateformes ferroviaires anciennes, Thèse de Doctorat, Université Paris-Est, France, 2011.
- [USM 15] USMAN K. ET AL., « Railway track subgrade failure mechanisms using a fault chart approach », *The 5<sup>th</sup> International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5)*, *Procedia Engineering* 125 (2015) 547-555.
- [VAN 13] VANAPALLI S. K. AND HAN Z., « Prediction of the Resilient Modulus of Unsaturated Fine-Grained Soils », *Proc. Of Int. Conf. On Advances in Engineering, AETACE*, 2013.
- [YAN 05] YANG S-R. ET AL., « Variation of Resilient Modulus with Soil Suction for Compacted Subgrade Soils », *Transportation Research Record : journal of the Transportation Research Board, No. 1913, Transportation Research Board of the National Academies, Washigton, D. C., 2005, pp. 99-106.*
- [ZER 91] ZERHOUNI M. I., Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols—Application au calcul des routes, Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1991.

---

# Etude du retrait empêché d'un matériau argileux en utilisant le ring test

**Bouchemella Salima**<sup>1,2</sup>, **EL hajjar Ahmad**<sup>2</sup>, **Verheecke Alexandre**<sup>2</sup>, **Serbah Hocine**<sup>3</sup>,  
**Ouahbi Tariq**<sup>2</sup> & **Taibi Said**<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire INFRARES, département de Génie Civil université de Souk Ahras Algérie.  
Sali.bouchemella@gmail.com

<sup>2</sup>Laboratoire Ondes et Milieux Complexes UMR CNRS 6294, Université Le Havre Normandie, France

<sup>3</sup>Laboratoire Eau et Ouvrages dans leur Environnement, université de Tlemecn, Algérie.

---

*RÉSUMÉ.* Ce travail présente une étude expérimentale d'un retrait empêché et de la fissuration en utilisant l'essai à l'anneau. Cette étude est réalisée sur une kaolinite afin de mesurer les déformations développées lors du séchage, et de suivre le mécanisme de l'initiation de la fissuration. De cet essai les paramètres responsables de la fissuration dans le matériau sont quantifiés à savoir la succion et la contrainte de la traction.

*ABSTRACT.* This work presents an experimental study of restrained shrinkage and cracks using Ring test. This study is carried out on kaolin to measure the developed strain during the desiccation of the soil and to follow the mechanism of crack initiation. From this test, the parameters responsible for the initiation of the cracking in the material, namely the suction and the tensile stress are quantified.

*MOTS-CLÉS:* retrait empêché, fissuration, ring test, contrainte de traction, succion.

*KEYWORDS:* restrained shrinkage, cracks, ring test, tensile stress, suction..

---

## 1. Introduction

La fissuration représente l'une des causes majeures de la dégradation des structures et de la diminution de leur durée de vie. Elle est liée essentiellement à la présence des fines particules dans le sol, qui sont susceptibles au retrait. Le retrait empêché ou non homogène peut causer la fissuration lorsque les contraintes internes de traction, dues à la succion, excèdent la résistance à la traction. Les fissures créent des zones fragiles dans la masse matrice du sol et peuvent altérer ses propriétés mécaniques, physico-chimiques et thermo-hydriques.

Plusieurs méthodes et essais ont été développés pour mesurer les déformations développées lors du séchage du matériau, et de suivre le mécanisme de l'initiation de la fissuration. Ces méthodes dépendent du type de retrait, libre ou empêché. Les méthodes de mesure du retrait empêché permettent de déterminer le champ de contraintes générées dans le matériau, et de remonter ainsi à la contrainte de traction qui déclenche la fissuration dans le sol. Contrairement au retrait libre et homogène où le sol se rétrécit librement sans développer la fissuration.

L'essai à l'anneau, dit « le Ring Test » est l'une de ces méthodes. Cet essai est une technique qui présente une plus grande souplesse et une simplicité d'utilisation, ainsi que sa précision dans la détermination de la sensibilité à la fissuration. Les premiers essais ont été réalisés sur du béton par [Carl 42]. Il a été normalisé depuis 1996 par AASHTO puis par ASTM. Ces dernières années, des tentatives d'adapter cet essai au sol ont vu le jour, amenant des modifications sur le mécanisme de l'essai. On peut citer [Hoy 14], [Noa 16].

Le Ring test permet essentiellement de mesurer les déformations engendrées dans les matériaux. Les contraintes générées dans le matériau, principalement les contraintes de traction qui déclenchent la fissuration du matériau, sont généralement déduites par modélisation. Dans ce travail, des essais de dessiccation libre et empêchée ont été effectuées sur une Kaolinite dénommée P300. L'objectif de ces essais est d'une part, suivre l'évolution du retrait et de la fissuration dans le matériau. D'autre part, estimer les contraintes de traction qui sont à l'origine de ces fissures

## 2. Caractéristiques géotechniques du matériau

Le matériau est une kaolinite naturelle nommée P300. Sa distribution granulométrique est présentée sur la figure 1a et sa courbe de rétention [Xin 13 ; Tai 94] sur la figure 1b. Le tableau 01 présente les caractéristiques géotechniques de ce matériau.

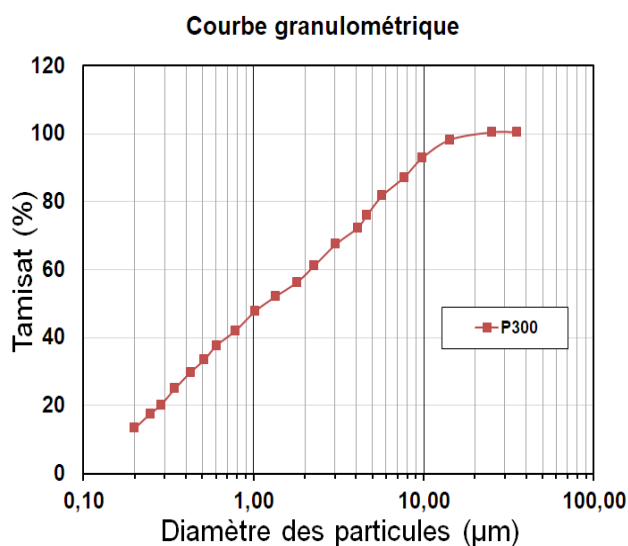


Figure1. a) Courbe granulométrique [Xin 13]

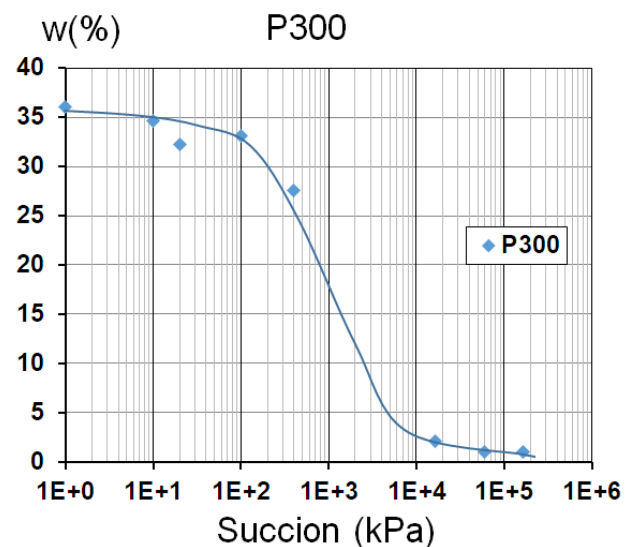


Figure 1. b) Courbe de rétention [Tai 94]

Matériau	Pourcentage <80 $\mu$ m	Pourcentage <2 $\mu$ m	w <sub>L</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
Kaolinite P 300	100	58	40	20	27

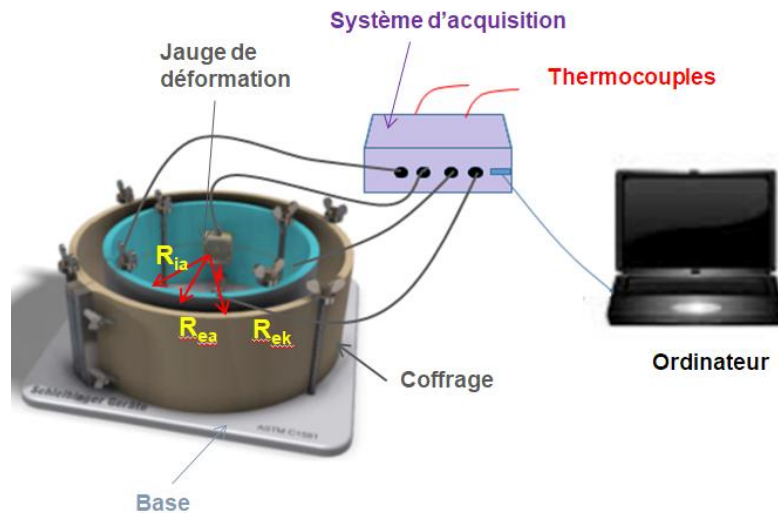
**Tableau 1.** Caractéristiques géotechniques du matériau testé

### 3. Procédures expérimentales et résultats

#### 3.1. Essai de dessiccation empêchée : Ring Test

La kaolinite P300 a été préparée sous forme de pâte saturée. Pour minimiser le frottement entre le coffrage et le sol, et pour faciliter aussi l'opération du décoffrage, un film plastique a été déposé entre le sol et le coffrage.

Lors de l'essai de retrait empêché par l'anneau, des jauges sont placées sur la face intérieure de l'acier, qui permettent la mesure de sa déformation. Le rétrécissement induit par le séchage du matériau, applique directement des contraintes sur l'anneau en acier, et conduit à sa déformation. Cette déformation représente la donnée mesurée qui permet de remonter aux caractéristiques mécaniques du matériau (figure 2). Le séchage choisi pour l'essai est effectué par le haut et par la périphérie du matériau.



**Figure 2.** Schéma du dispositif du Ring Test utilisé.

Matériau	W <sub>i</sub> réelle (%)	w <sub>L</sub> (%)	Humidité R (%)
P300	46,42	40	30

**Tableau 2.** Propriétés initiales du matériau pour l'essai Ring test

#### 3.2. Résultats et discussions

La figure 3 présente les déformations développées dans la kaolinite lors de séchage dans l'essai Ring Test et les différentes étapes de déroulement de l'essai. On constate qu'au début de l'essai, l'évaporation du matériau était lente, et aucune déformation n'a été enregistrée. Après un temps de séchage, l'anneau commence à se déformer. La déformation de l'anneau d'acier enregistrée augmente en fonction du temps avec une pente de l'ordre de  $9 \cdot 10^{-3} (\text{h}^{-1})$ . Cette pente s'accroît à  $5,7 \cdot 10^{-2} (\text{h}^{-1})$ , avec une variation linéaire jusqu'au relâchement du matériau pour une déformation maximale égale à  $3,79 \cdot 10^{-6}$ . Il est à noter que l'apparition de la première fissure a été observée avant l'atteinte du pic de déformation. La teneur en eau du sol et la succion (w, s) correspondantes à l'apparition de cette fissure sont respectivement de l'ordre de  $w=26\%$  et  $s=280 \text{ kPa}$ .

Le dispositif de l'essai à l'anneau utilisé, permet de mesurer les déformations subies par l'anneau en acier par des jauges de déformation. A partir de ces déformations mesurées, les contraintes internes maximales développées dans l'anneau de la kaolinite sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\sigma_{\theta_{terre,MAX}} = -\varepsilon_{\theta}(r = R_{ia}) * \frac{E_a(R_{ea}^2 - R_{ia}^2)}{(2 - 2\nu_a^2)(R_{ek}^2 - R_{ea}^2)} * \left(1 + \frac{R_{ek}^2}{R_{ea}^2}\right) \quad [1]$$

La variation des contraintes de traction en fonction du temps est représentée sur la figure 4. D'après cette figure, on constate que la résistance de traction maximale générée dans la kaolinite est de l'ordre de 270 kPa.

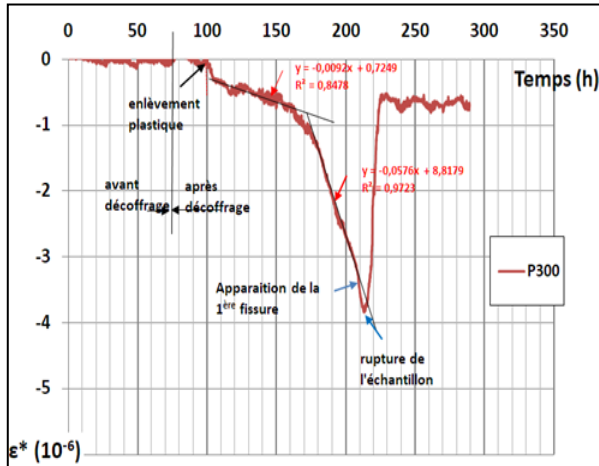


Figure 3. Déformations  $\varepsilon(t)$  enregistrées dans l'anneau en acier

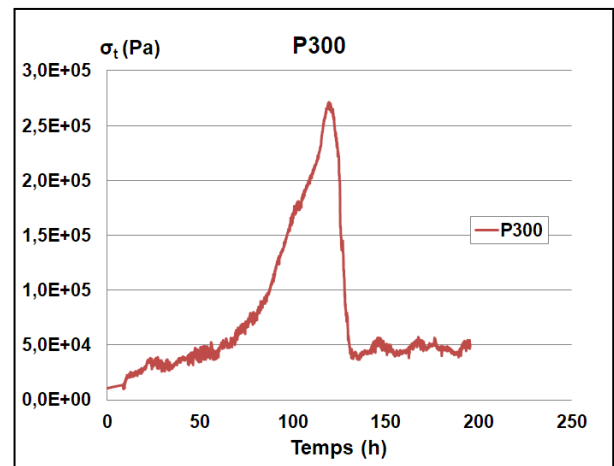


Figure 4. Contraintes de traction calculées  $\sigma_t(t)$  générées dans la kaolinite P300.

#### 4. Conclusions

La fissuration due au séchage est une tâche très complexe. Cette complexité est due aux différentes interactions qui se produisent entre différents facteurs, tels que les conditions aux limites, la température, l'humidité et les propriétés des matériaux. Ce travail traite du retrait empêché et de la fissuration d'une kaolinite. Cette étude montre que la première fissure est apparue dans la Kaolinite avant l'atteinte du pic de déformation. La quantification de la contrainte de traction permet de choisir la solution adéquate pour renforcer le sol et empêcher ou minimiser sa fissuration.

#### 5. Bibliographie

- [AAS] AASHTO: Standard practice for cracking tendency using a ring specimen. PP34-99
- [AST 10] ASTM. *Standard practice for classification of soils for engineering purposes* (Unified Soil Classification System). ASTM standard D2487. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa(2010)..
- [Car 98] Carlson R.C., Reading T.J. Model of studying shrinkage cracking in concrete building wall. *ACI Struct J*; 85(4):395–404. (1998)
- [Jen 57] Jennings J.E., Knight K. The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 316-319. (1957).
- [Hoy 14] Hoyos L.R., Velosa C.L., Puppala A.J. Residual shear strength of unsaturated soils via suction-controlled ring shear testing. *Engineering Geology* 172 ,1–11. (2014)
- [Noa 16] Noack M., Winkler P. and Karl Josef Witt K.J. The influence of saturation on the cracking process in compacted desiccating clays. *E-UNSAT 2016 E3S Web of Conferences* 9, 09011 . (2016)
- [Tai 94] Taibi S. Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative- Etude expérimentale et modélisation. Thèse de doctorat. Ecole centrale de Paris. (1994).
- [Wei 13] Wei X. Eude micro-macro de la fissuration des argiles soumises à la dessiccation. Thèse de Doctorat Ecole Centrale Paris. (2013).

---

# Etude du retrait plastique des bétons de terre : effet des fibres de lin

**Nathalie Kouta, Jacqueline Saliba, Nadia Saiyouri**

*Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), Département Génie Civil et Environnemental (GCE), 33000 Bordeaux, France, e-mail : nathalie.kouta@u-bordeaux.fr*

---

*RÉSUMÉ. Le béton de terre est composé essentiellement de particules fines comme l'argile qui le rend très sensible au retrait plastique. De plus, la faible résistance de ce béton au jeune âge augmente le risque de fissuration. Dans ce travail, l'effet des fibres de lin sur la fissuration des bétons de terre au jeune âge a été étudié selon la norme ASTM C1579-13. Le pourcentage et la longueur des fibres ont été variées de 0,6 à 1,2 et de 12, 24 à 50 mm respectivement. Le béton testé, est constitué d'un sol artificiel composé de sable du béton recyclé et d'argile avec 8% de ciment et 3% de chaux. Les champs de déplacement dans la zone de fissuration ont été mesurés à l'aide de la technique de traitement d'images. Le temps de fissuration et l'évolution de l'ouverture de la fissure ont été ainsi évalués. Les résultats montrent l'efficacité des fibres de lin dans la réduction de la largeur de fissuration dû au retrait plastique.*

*ABSTRACT. Earth concrete is composed essentially of fine particles like the clay who makes them more sensitive to plastic shrinkage. Thus, at this age, concrete has low resistance, which increases the possibility of cracking. In this work, the effect of flax fiber length (12 mm, 24 mm, 50 mm) on plastic shrinkage cracking of earth concrete has been studied according to the ASTM C1579-13 standard. Earth concrete mixture is constituted of an artificial soil (clay + sand of recycled concrete) treated by 8% of cement and 3% of lime. Conferring to the digital image correlation, the displacement field in the cracking area has been measured. The results show that the displacement field data and the crack widths at various locations have been evaluated which shows the effectiveness of flax fiber in reducing the plastic shrinkage cracking of earth concrete.*

*MOTS-CLÉS : Béton de terre, retrait plastique, fibres de lin, corrélation d'images.*

*KEY WORDS: earth concrete, plastic shrinkage, flax fibers, digital image correlation.*

## 1. Introduction

La nécessité d'utilisation des matériaux écologiques et durables est devenue de plus en plus indispensable de nos jours, notamment, le béton de terre. La terre crue est un matériau de construction utilisée depuis des millions d'années sous différentes formes. Elle est composée essentiellement de particules fines comme l'argile. La diversité présente dans ces matériaux, les rend très complexes et difficiles à être interprétés. Mais, leur faible coût et leur grande disponibilité en plus de leurs propriétés écologiques ont été les raisons de leur utilisation dans le domaine de la construction.

Ces dernières années, les recherches ont été concentrées sur la découverte d'une méthode plus commune et facile à appliquer dans le domaine de la construction, ce qui a conduit à la désignation d'un béton de terre. Ces bétons sont spécifiquement à base d'argile traitée par un liant hydraulique. Cette procédure rend le sol plus constructible, ce qui fait de ce béton une alternative du béton classique pour le cas des structures nécessitant des caractéristiques thermiques et acoustiques plutôt que de grandes performances mécaniques. Ces recherches scientifiques et techniques sont principalement appuyées sur le comportement mécanique, les propriétés physiques et thermiques à long terme. Par contre, très peu de recherches étudient le comportement de ce béton au jeune âge. En effet, la présence d'une quantité importante de particules fines dans les bétons de terre augmente la pression capillaire dans les pores du système et donc le retrait plastique. Ceci induit des contraintes de traction qui peuvent dépasser la résistance du béton à cet âge et par conséquent induire des fissurations si le retrait est empêché. La fissuration affecte la résistance et la durabilité du béton et facilite la diffusion des espèces nuisibles [SAY 2016].

Pour cette raison, l'objectif de ce travail est d'avoir une meilleure compréhension du comportement de ce béton à l'état frais [KAN 2016] et plus particulièrement d'évaluer sa résistance à la fissuration suite au retrait plastique sans et après l'ajout des fibres de lin.

Dans un premier temps, les matériaux testés et la procédure expérimentale sont présentés. Puis, les résultats globaux sur la caractérisation des propriétés physiques des matériaux sont analysés. Enfin, le suivi des essais de retrait plastique à l'aide de la technique de traitement d'images est exploité

## 2. Matériaux et procédure expérimentale

Le mélange artificiel est composé de 30% de bentonite (75% smectites, 15% illite et 10% de kaolinite) et de 70% de sable afin d'avoir une bonne compacité. Les caractéristiques de la bentonite fourni de Lafaure sont présentées dans le tableau 1(a). Dans ce travail, le sable classique a été remplacé par du sable de béton concassé recyclé de classe granulaire 0/4 [KWA 2012]. Ce mélange est traité par deux types de liants hydrauliques la chaux et le ciment. La chaux utilisée est la chaux hydraulique (NHL5) normalisée EN 459-1 avec un diamètre de particules < 80 µm ce qui est conforme à la norme européenne EN 459-1. Elle est utilisée avec un pourcentage de 3% du mélange argile et sable. Le ciment utilisé est le ciment CEM 1, 52.5 N PM-CP2 adopté au standard NF EN197-1 avec un pourcentage de 8% de la formulation (tableau 1 (b)). La longueur des fibres utilisées varie de 12, 24 et 50 mm Un rapport  $E_{\text{efficace}}/C$  égale à 0,45 a été considéré pour toutes les formulations.

Teneur en eau naturelle	6,7%
Limite de liquidité	84,6%
Limite de plasticité	29,2%
Indice de plasticité	55,4%
Indice de consistance	1,4

Constituants	% Massique
Bentonite	18,7
Sable recyclé	43,5
Chaux	1,8
Ciment	8
Eau ajouté	27,9
Adjuvant (Tempo 10)	0,1

**Tableau 1 :** a) Caractéristiques de la bentonite b) Proportion des constituants du béton de terre.

Figure 2 présente les courbes granulométriques du sable recyclé et de la bentonite. Cette analyse a été réalisée par tamisage selon la norme (NFP P 94-041) pour les particules ayant un diamètre supérieur à 0,08 mm et par sédimentation selon la norme (NF P94-057) pour les particules fines (< 0,08 mm).

La bentonite et le sable sont mélangés au début afin d'assurer une certaine homogénéité. Ensuite, la chaux et le ciment sont ajoutés à sec avant l'ajout de l'eau et du superplastifiant Tempo 10. La quantité d'eau ajoutée a été fixée en tenant compte de la quantité d'eau absorbée par la bentonite, les fibres et le sable recyclé en visant un taux d'affaissement égale à 8 cm.



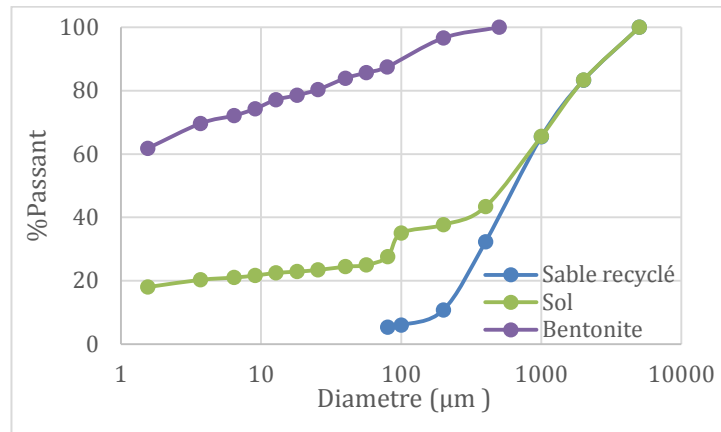


Figure 2 : Courbe granulométrique du mélange granulaire

Le programme expérimental est basé sur l'essai de fissuration par retrait plastique selon la norme ASTM C1579-13 (figure 1). Cet essai commence directement suite au coulage du béton jusqu'au moment de son durcissement. Afin d'évaluer le temps et la largeur de fissuration, le champ de déplacement a été suivi par traitement d'images à l'aide du logiciel VIC 2D. Les images de la zone de fissuration à la surface du béton sont prises à un intervalle de temps prédéfinis de 5 minutes entre deux images successives et ceci avec une caméra de 8 mégapixels.

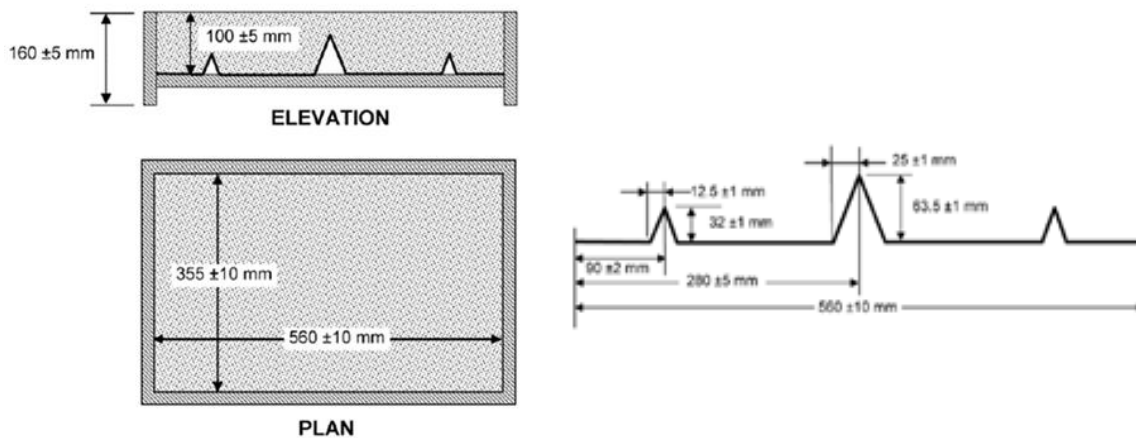
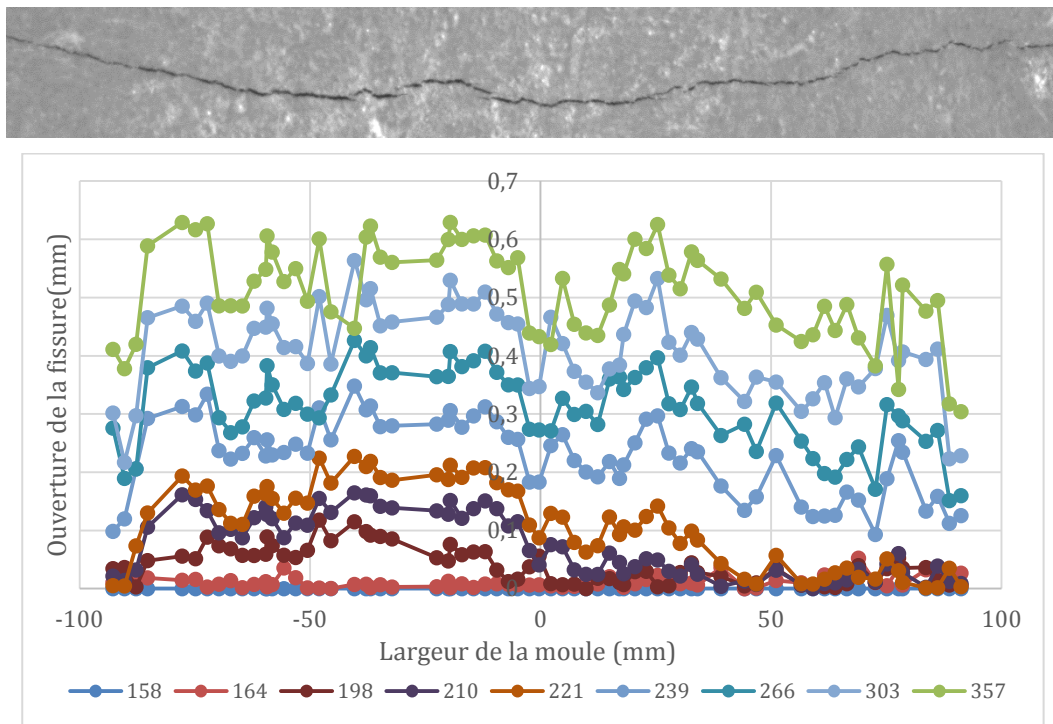


Figure 1 : Moule de l'essai de fissuration [ASTM 2006]

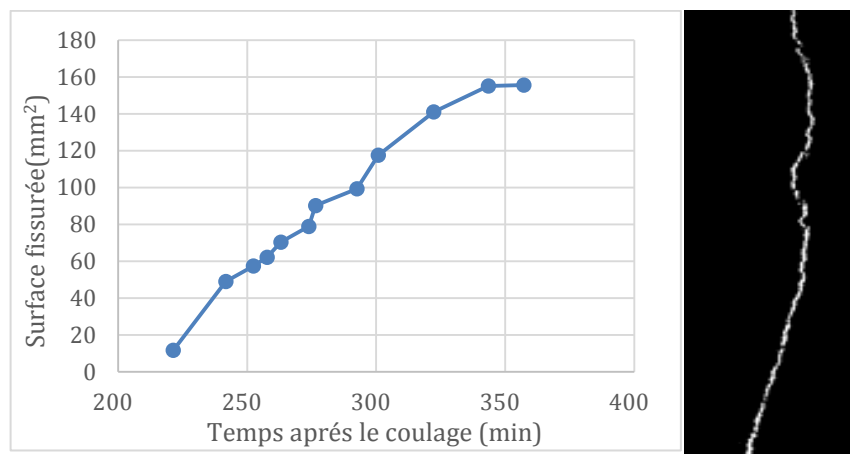
### 3. Résultats

La figure 3 présente l'évolution de l'ouverture de la fissure en fonction de la largeur du moule pour la formulation du béton de terre sans fibres. Les résultats montrent que la fissure apparaît après 4h du coulage du béton. L'ouverture de la fissure continue à augmenter de façon distincte au cours du temps jusqu'à atteindre une ouverture de 600 µm après 6h. En effet, les ménisques qui apparaissent à la surface provoquent une contrainte de traction, la pression capillaire étant proportionnelle à la tension de surface. Le retrait sera empêché d'une part par le module élastique du réseau solide et par le frottement entre les pores du fluide et le réseau. Un gradient de pression s'établit ainsi entre la surface et le corps intérieur de l'échantillon. Si le gradient de cette pression à la surface est grand, la contrainte qui agit à la surface devient une contrainte de traction.

En parallèle, la figure 4 montre l'évolution de la surface de fissuration en fonction du temps mesurée à partir du logiciel ImageJ. La fissuration commence au centre de la moule et se propage ensuite vers l'extérieur ce qui est présenté par l'augmentation de la surface fissurée.



**Figure 3 :** Représentation graphique de l'ouverture de la fissure tout au long de la largeur du moule en fonction du temps après le coulage (min).



**Figure 4 :** Evolution de la surface fissurée en fonction du temps.

#### 4. Conclusion

L'utilisation des matériaux écologiques comme le béton de terre pour le remplacement du ciment et la diminution des émissions de CO<sub>2</sub> est essentielle de nos jours. Par contre, ces bétons présentent une sensibilité à la fissuration à l'état frais dû au retrait plastique. Dans ce travail, la sensibilité à la fissuration d'un béton de terre composé de bentonite et de sable recyclé a été étudiée en retrait empêché. Les résultats montrent une apparition d'une fissure tout au long de la grande entaille après 4h. Une réduction significative de la sensibilité à la fissuration est observée avec l'utilisation des fibres de lin. Des essais croisés de retrait au jeune âge, de mesure de la dépression capillaire et de la perte de masse sont en cours afin de mieux quantifier la capacité du béton de terre à se déformer et d'identifier les actions des fibres.

#### 5. Références

[SAY 2016] SAYAHI F., EMBOTG M., HEDLUND H., LOFGREN L., « Plastic Shrinkage Cracking in Self-Compacting Concrete: A Parametric Study » International RILEM conference on Materials, Systems and Structures in Civil Engineering, MSSCE, 2016, pp. 609-619.

[KAN 2016] KANEMA J., EID J., TAIBI S ., « Shrinkage of earth concrete amended with recycled aggregates and superplasticizer: Impact on mechanical properties and cracks », *Materials & Design*, Vol 109, 2016, p. 378-389.

[ASTM 2006] ASTM C 1579, « *Standard test method for evaluating plastic shrinkage cracking of restrained fiber reinforced concrete* », American Society for Testing and Materials, USA, 2006.

---

# Evaluation de Champs de Résistivité Electrique de Matériaux Hygroscopiques : vers le Monitoring et le Diagnostic Hydrique des Structures

W. HAFSA<sup>1</sup>, M. D. PHAM<sup>1,2</sup>, N. ANGELLIER<sup>1</sup>, M. TAKARLI<sup>1</sup>, L. ULMET<sup>1</sup>,  
I. O. POP<sup>1</sup>, T. A. NGUYEN<sup>2</sup>, F. DUBOIS<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Université de Limoges, GC2D Laboratoire de Génie Civil, Diagnostic et Durabilité, 17 Boulevard Jacques Derche, F-19300 Egletons – France. nicolas.angellier@unilim.fr,*

<sup>2</sup> *Université des Transports d’Ho Chi Minh Ville, Vietnam*

---

*RÉSUMÉ. Le laboratoire GC2D-Egletons développe un dispositif expérimental s'appuyant sur des mesures résistives pour déterminer la répartition spatiale du taux d'humidité de matériaux hygroscopiques. Les expérimentations menées participent aussi au développement des outils de modélisation de la diffusion dans ces matériaux.*

*ABSTRACT. The GC2D Laboratory (Egletons) improves a resistivity measurement device to determine the spatial distribution of moisture content in hygroscopic materials. These measurements should also help to develop numerical tools for diffusion process in these materials.*

*MOTS-CLÉS : teneur en eau, bois, méthode inverse, résistivité.*

*KEY WORDS : moisture content, timber, inverse method, resistivity.*

---

## 1. Introduction

Les matériaux de construction hygroscopiques, comme le bois ou la terre crue, sont particulièrement sensibles à l'humidité. En effet, leurs propriétés physiques et mécaniques dépendent de la teneur en eau. D'autre part, la répartition de l'humidité dans un élément de construction dépend de l'évolution des conditions hygrothermiques de l'air ambiant ainsi que des mécanismes transitoires de diffusion d'eau au cœur du matériau. Il est donc difficile de connaître le profil d'humidité dans les éléments structuraux massifs (exemple de poutres lamellé-collé d'ouvrages d'art). Les teneurs en eau en surface et à cœur peuvent être très variables et hétérogènes. Dans un contexte de diagnostic ou de surveillance d'ouvrage, il est donc nécessaire d'avoir une vision tridimensionnelle de l'état hydrique à des points singuliers.

Cette problématique est un point majeur qui limite aujourd'hui le développement des structures lorsque les matériaux hygroscopiques ont un rôle structurel, et pour lesquelles la question de la durabilité est intimement liée aux variations d'humidité interne [DUB 2012]. Les gestionnaires d'ouvrages proposeront ce type de solutions dès lors que la question de la surveillance de l'humidité interne sera réglée.

Dans ce contexte, il a été développé un dispositif expérimental s'appuyant sur des mesures résistives [LIN 2012] pour déterminer la répartition spatiale du taux d'humidité dans un élément de structure intermédiaire entre le laboratoire et l'in situ. Les expérimentations menées participeront aussi au développement des outils de modélisation de la diffusion dans les matériaux hygroscopiques.

Plus particulièrement, ce papier présente l'approche expérimentale adoptée. Elle est basée sur des mesures électriques effectuées sur des échantillons de Douglas suivant les directions principales d'orthotropie à une teneur en eau donnée. Ces mesures permettent de remonter au champ tridimensionnel de résistivité dans un matériau anisotrope.

## 2. Approche expérimentale

L'injection de courant électrique dans le matériau bois repose sur l'adaptation d'un résistivimètre utilisé en géophysique. Cette adaptation a concerné la conception de sondes et câbles spécifiques et l'augmentation de la gamme d'injection de courant par le biais d'un module diviseur de courant. Le principe est de transmettre un courant d'intensité  $I$  entre 2 électrodes d'injection  $C1$  et  $C2$  et de mesurer la différence de potentiel  $\Delta V$  entre 2 électrodes de réception  $P1$  et  $P2$ . La configuration dipôle-dipôle a été choisie grâce à son faible couplage électromagnétique entre les lignes de courant et de potentiel et à une forte densité de points de mesures.

Deux échantillons de Douglas (issus de la même planche) de section  $9,5 \times 9,5 \text{ cm}^2$  et de longueurs respectives 32 et 9,5 cm ont été conditionnés jusqu'à l'équilibre dans une enceinte régulée à une humidité relative de 86% et à une température de  $20^\circ \text{C}$ . Chaque échantillon a été préalablement équipé d'une ligne d'électrodes espacées de 1,5 cm et enfoncées de 1 cm. Une ligne d'électrode équipe le premier échantillon parallèlement à l'orientation des fibres. Un ceinturage d'électrode équipe le second autour de son périmètre dans le plan Radial-Tangentiel, Figure 1.

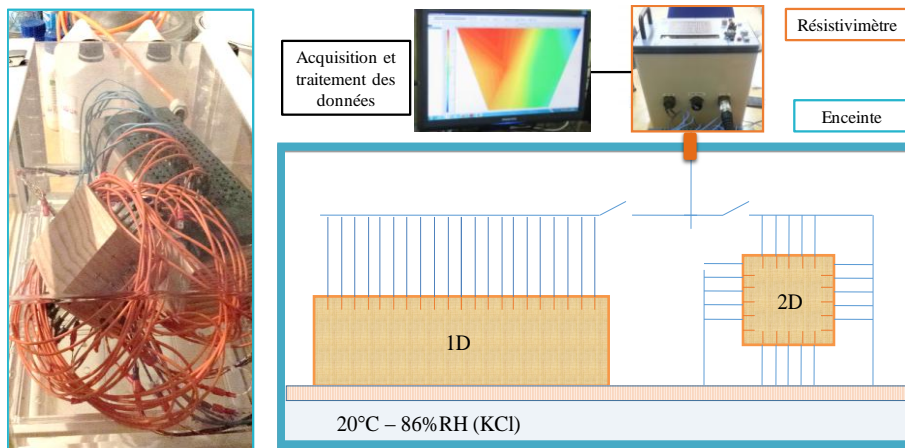


Figure 1. Dispositif expérimental.

Le mode multi-électrodes multiplexé permet d'obtenir une répartition spatiale des mesures du rapport  $|\Delta V_{P1P2}/I_{C1C2}|$  pour les deux échantillons, Figure 2. On observe, dans les deux cas, un niveau mesuré relativement constant, quelle que soit la position sur la ligne d'électrodes. Cela est cohérent avec une homogénéité de la teneur en eau dans les échantillons. Les variations locales observées proviennent principalement des contraintes géométriques subies par les lignes de courant, en particulier pour l'échantillon ceinturé. Par ailleurs, on note que le niveau obtenu dans cette deuxième configuration est environ 4 fois plus élevé.

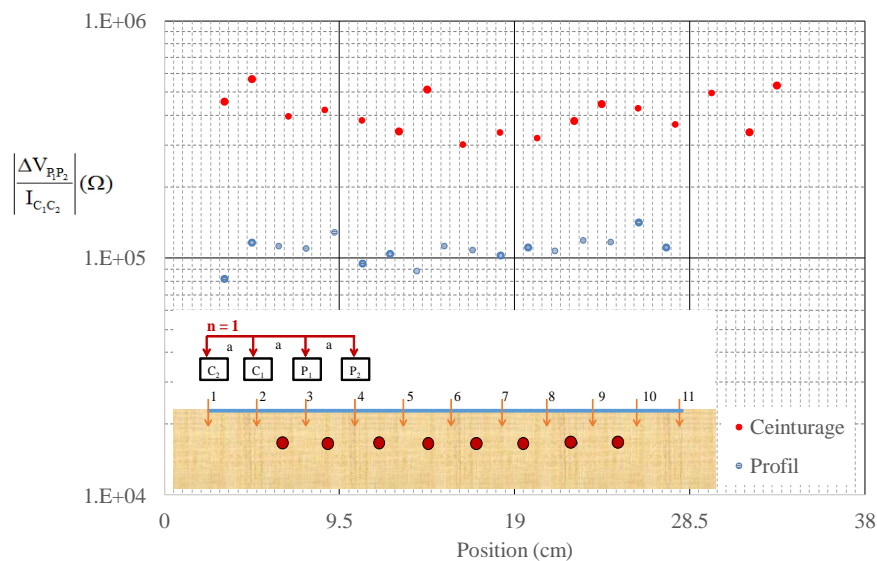


Figure 2. Répartition spatiale des mesures.

### 3. Détermination et comparaison des résistivités

Afin de déterminer les valeurs de résistivité associées aux mesures obtenues, nous avons eu recours à une méthode inverse de minimisation des écarts [NGU 2014] entre ces mesures et les rapports  $|\Delta V_{P1P2}/I_{C1C2}|$  calculés par méthode numérique. Ces valeurs sont issues d'un modèle direct par éléments finis [CAS 2012] d'injection électrique, fidèle aux deux configurations géométriques étudiées, Figure 3.

La résistivité moyenne obtenue après inversion est de  $4,55E04 \Omega.m$  pour le profil dans le sens Longitudinal et de  $2,00E05 \Omega.m$  pour le ceinturage dans le plan Radial-Tangentiel. Il y a donc un rapport de 4,4 entre les deux directions d'injection, et ce, pour une teneur en eau globale homogène mesurée de 18,1% (double pesée avant et après passage à l'étuve de l'échantillon n°2). Ces résultats sont en accord avec les auteurs qui ont traité de l'effet de l'anisotropie du bois dans la loi d'Ohm généralisée [STA 27], [JAM 63]. En effet, la résistivité dans les directions Radiale et Tangentielle est plus élevée que dans la direction Longitudinale.

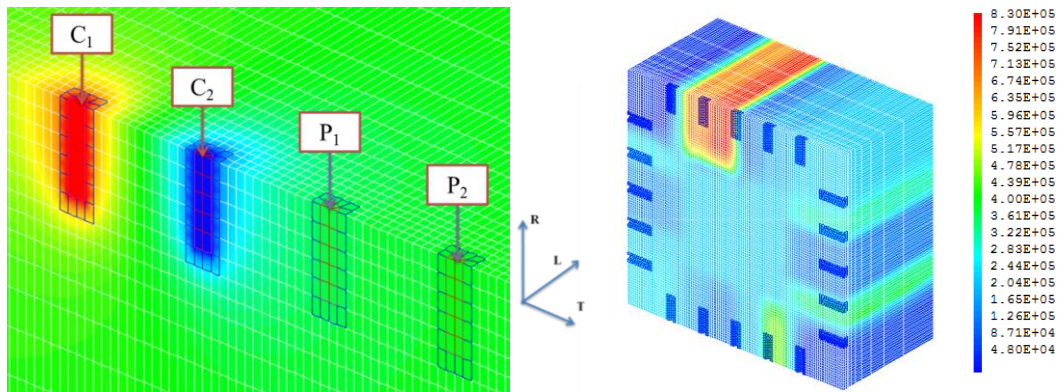


Figure 3. Injection électrique numérique, champ de résistivité identifié ( $\Omega.m$ ) pour le ceinturage.

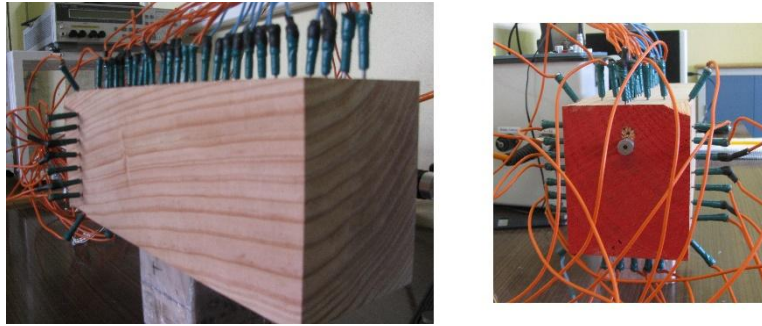
Il est à noter qu'en moyenne, le meilleur écart relatif entre les  $|\Delta V_{P1P2}/I_{C1C2}|$  expérimentaux et numériques est de 7% et est obtenu dans le cas du « profil » Longitudinal. Il est deux fois plus faible que pour le même type d'identification pour une teneur en eau plus faible de 2%. Il est par contre dix fois plus élevé que pour le même type d'identification avec des champs de résistivité numériques connus « parfaits » ayant servis pour la validation du modèle d'injection et de l'algorithme d'inversion. Le challenge est donc de réduire cet écart afin d'affiner les champs de résistivité mesurés. Ils serviront d'indicateurs effectifs des champs de teneur en eau. Cela va passer par une optimisation numérique (maillage et algorithmes d'inversion) et expérimentale (protocole de traitement des données avant inversion).

### 4. Conclusions et perspectives

Pour des conditions hydriques stabilisées, nous avons montré la capacité de la mesure électrique multiplexée pour dissocier les niveaux de résistivité entre deux directions d'anisotropie d'échantillons de Douglas de dimensions décimétriques. Les approches expérimentale et numérique développées, si elles nécessitent encore d'être optimisées, représentent une voie encourageante pour l'évaluation des champs de résistivité corrélés à une répartition spatiale d'eau liée dans les matériaux hygroscopiques.

De manière plus générale, l'objectif de ces travaux consiste à calibrer l'outil de mesure (recherche expérimentale de la relation de dépendance entre résistivité et teneur en eau) sur des matériaux hygroscopiques comme le bois et la terre crue. A plus long terme des protocoles expérimentaux seront développés afin de promouvoir un outil de diagnostic ou de surveillance des ouvrages en service dans des environnements climatiques variables. Nous pensons, comme développement potentiel, le monitoring des ouvrages d'art en bois.





**Figure 4.** Nouvelle campagne expérimentale.

A plus long terme, ces approches devront être complétées par d'autres sources de mesures (mesures plus directes) permettant une auto calibration des cartes résistives mesurées. Les mesures employant les ultrasons ou les ondes électromagnétiques seront étudiées dans le périmètre du projet Nouvelle Aquitaine SouBois.

Egalement le verrou induit par de longues lignes de courant dans un matériau sec peu conducteur devra être levé en développant des relais numériques (modèles par éléments ou différences finies par exemple) pour aboutir, à terme, à des cartographies robustes d'hygrométries dans des éléments massifs.

Cependant, à plus court terme, l'amélioration du protocole expérimental actuel est envisagée selon ces axes principaux, Figure 4. Premièrement, il est nécessaire d'étudier l'effet du type, du nombre et de l'implantation des électrodes. Dans ce contexte, d'autres configurations de quadripôle (traversant, équatorial) seront explorées. Les propriétés diélectriques, telles que la chargeabilité par polarisation provoquée seront évoquées.

## 5. Bibliographie

- [DUB 2012] DUBOIS F., HUSSON J.M., SAUVAT N., MANFOUMBI N., Modeling of the viscoelastic mechano-sorptive behavior in wood. *Mechanics of Time Dependent Materials*, 2012.
- [LIN 2012] LIN C.J., CHUNG C.H., YANG T.H., LIN F.C., Detection of electric resistivity tomography and evaluation of the sapwood-heartwood demarcation in three Asia gymnosperm species. *Silva Fennica* 46(3), 415-424, 2012.
- [NGU 2014] NGUYEN T.A., Approches expérimentales et numériques pour l'étude des transferts hygrosopiques dans le bois. Génie civil. Université de Limoges, 2014. Français. <NNT : 2014LIMO0034>.<tel-01130828>.
- [CAS 2012] Cast3m, (2012) CAST3M is a research FEM environment; its development is sponsored by the French Atomic Energy Commission. <<http://www-cast3m.cea.fr/>>
- [STA 27] Stamm A. J., The electrical resistance of wood as a measure of its moisture content. *Ind Eng Chem*, 19(9) 1021-1025, 1927.
- [JAM 63] JAMES, W. L., *Electric moisture meters for wood* (Vol. 8). US Dept. of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1963.



---

# Evaluation du comportement mécanique d'un mur en terre crue sous sollicitations thermo-hydrriques lors de son utilisation

L. Laou<sup>1,2</sup>, L. Ulmet<sup>1</sup>, S. Yotte<sup>1</sup>, P. Maillard<sup>3</sup>, S. Rossignol<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Laboratoire de Génie Civil, Diagnostic et Durabilité (GC2D), Université de Limoges, Boulevard Jacques Derche, 19300 Egletons, France, mail : [lamyaa.laou@unilim.fr](mailto:lamyaa.laou@unilim.fr), [laurent.ulmet@unilim.fr](mailto:laurent.ulmet@unilim.fr), [sylvie.yotte@unilim.fr](mailto:sylvie.yotte@unilim.fr).

<sup>2</sup> Sciences des Procédés Céramiques et de Traitements de Surface (SPCTS), ENSIL ENSCI, 12 Rue Atlantis, 87068 Limoges cedex, France, mail : [lamyaa.laou@unilim.fr](mailto:lamyaa.laou@unilim.fr), [sylvie.rossignol@unilim.fr](mailto:sylvie.rossignol@unilim.fr).

<sup>3</sup>Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction, 1 avenue d'Ester, 87069 Limoges Cedex, France, mail : [p.maillard@ctmnc.fr](mailto:p.maillard@ctmnc.fr).

[lamyaa.laou@unilim.fr](mailto:lamyaa.laou@unilim.fr)

---

**RÉSUMÉ.** La complexité des sollicitations climatiques rend difficile la prédiction du comportement mécanique des parois en terre crue. Le premier argument en faveur de ce type de paroi est sa capacité à compenser les fluctuations d'humidité dans l'air et à améliorer ainsi le climat intérieur. Cependant, la durabilité de ce type de matériaux et leur sensibilité à l'humidité freine grandement leurs utilisations dans des structures dimensionnées pour des durées de vie importante. Dans ces travaux d'étude, il a développé un modèle couplé thermo-hygro-mécanique sous CAST3M permettant d'évaluer d'une part, la capacité de ce type de paroi à réguler l'ambiance intérieure, et estimer les gains sur le confort, et d'autre part, d'évaluer le risque d'apparition de désordres sous l'effet des sollicitations qui lui seront appliquée au quotidien. Dans ce sens, une étude comparative sur différentes configurations de cloisons (terre crue, légères en plâtre) sous des sollicitations climatiques annuelles proches de celle d'une maison individuelle de type T4 est réalisée. Les résultats obtenus montrent la capacité de stockage et de restitution d'humidité des systèmes constructifs en terre, avec un caractère plus au moins sensible aux variations climatiques. Il a été constaté que durant les journées présentant les plus basses humidités relatives (décembre), le champ hydrique génère des contraintes qui dépassent le critère de rupture.

**ABSTRACT.** The complexity of the climatic solicitations makes it difficult to predict the mechanical behaviour of the earth walls. The first advantage of this type of wall is its ability to compensate for humidity fluctuations in the air and thus improve the indoor climate. However, the durability of this type of material and its sensitivity to moisture greatly inhibits their use in structures designed for long lifetime. In this study, a coupled thermo-hygro-mechanical model under CAST3M has been developed which makes it possible to evaluate, firstly, the capacity of this type of wall to regulate the indoor environment, and to estimate the gains on comfort and secondly, determine the risk of occurrence of disorders under different solicitations. In this sense, a comparative study is carried out on different configurations of partitions (raw earth and light plaster) under annual climatic solicitations close to that of a single house type T4. The obtained results show the storage capacity and humidity restitution of constructive earth systems, with a character more or less sensitive to climatic variations. It has been found that during days with the lowest relative humidity (December), the moisture field generates stresses that exceed the failure criterion.

---

**MOTS-CLÉS :** briques de terre crue, comportement thermo-hydrrique, mécanique, expérimentations, simulations numériques

**KEY WORDS:** earth bricks, thermo-hydric behavior, mechanics, experiments, numerical simulations.

---

## 1. Contexte de l'étude

Dans ce travail de thèse, nous nous sommes intéressés au développement d'un système constructif répondant aux attentes des différents plans climat, en intégrant la consommation d'énergie et l'empreinte environnementale du bâti, durant toute sa durée de vie. La sélection des matériaux a permis selon une liste de critères à la fois scientifiques, géographiques et environnementaux de répondre à notre problématique en s'orientant vers l'intégration des matériaux biosourcés et géosourcés (la terre crue, le bois) pour leurs aspects favorables à l'environnement et à l'efficacité énergétique du bâtiment en raison de leur capacité de régulation naturelle des conditions hygrothermiques ambiantes. La maille élémentaire de ce système est constituée d'un cadre en bois dans lequel un remplissage à base de briques de terre crue a été disposé.

Ce système est constitué de trois compartiments de briques délimités par des raidisseurs en bois. Le bois de type douglas est utilisé pour fractionner les phénomènes de variations dimensionnelles ainsi que protéger les briques de terre crue des humidifications liées à l'usage. L'assemblage de ces briques entre elles a été assuré avec un mortier de terre. Par ailleurs, les problèmes de la faible adhérence du bois et de la brique de terre crue et du comportement différentiel lié au retrait et au gonflement ont été résolus par l'utilisation d'un matériau d'interface de type géopolymère.

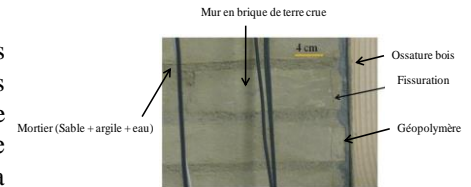


Figure 1. fissuration dans la brique après séchage de 80 % à 50 % HR

Toutefois, des fissurations sont observées sur le mur et pourraient être expliquées à la fois par la formation d'une interphase avec la pénétration de la mousse géopolymère à travers la porosité de la brique, et par le retrait différentiel du bois et/ou de la brique au moment du séchage du mur suivant sa construction (

Figure 1).

## 2. Objectif de l'étude

Cette étude a pour but de développer un outil numérique couplé thermo-hygro-mécanique sous CAST3M avec une échelle appropriée pour prédire d'une part, la capacité de la paroi à réguler les conditions hygrothermiques ambiantes lors des alternances jour/nuit et d'autre part, identifier les différents scénarios décrits en termes de température et d'humidité pouvant induire l'apparition de fissures lorsque la paroi est en service.

## 3. Modèle numérique

### 3.1. Equations de couplage des différents transferts dans la paroi

Dans une paroi en matériau poreux, les mécanismes de diffusion peuvent s'effectuer selon trois modes : transfert de chaleur, transfert d'eau en phase liquide ou en phase vapeur. Les équations de couplage entre le transfert de chaleur et de masse, utilisées dans la simulation numérique du mur peuvent être résumées par les deux équations de bilans suivantes, exprimées sous une forme 3D générale. Elles sont bâties à partir des équations de transfert hygrothermique selon les principes fondamentaux de la thermodynamique.

$$\begin{aligned} (\rho \cdot C) \cdot \frac{\partial T}{\partial t} &= \nabla \cdot (\lambda \cdot \nabla T) + Q_T & \text{avec} & & Q_T &= L \cdot \nabla \cdot (\delta \cdot \nabla (rh \cdot p_{vs})) \\ \left( \rho_s \cdot \frac{\partial w}{\partial rh} \right) \cdot \frac{\partial rh}{\partial t} &= \nabla \cdot (\delta^* \cdot p_{vs} \cdot \nabla rh) + Q_w & \text{avec} & & Q_w &= \nabla \cdot (\delta \cdot rh \cdot \nabla p_{vs}) \end{aligned}$$

Ces deux équations font intervenir deux termes sources volumiques  $Q_T$  et  $Q_w$ , qui sont la base du couplage entre les transferts de chaleur et de masse :  $Q_T$  représente la contribution de la chaleur de sorption dans le bilan thermique et  $Q_w$  traduit l'influence d'un gradient thermique sur le transfert hydrique en phase vapeur par l'intermédiaire de la variation de pression de vapeur saturante et  $L$  désigne la chaleur latente de sorption [ $J \cdot kg^{-1}$ ].

### 3.2. Définition des paramètres d'entrée

Pour alimenter et proposer une modélisation numérique capable de reproduire les phénomènes de transport, de stockage d'humidité et de chaleur auxquels peut être soumise une paroi en conditions réelles, une campagne expérimentale pluridisciplinaire est réalisée sur les différents matériaux constituant la paroi. Cette étude s'est focalisée essentiellement sur l'analyse de l'état hydrique du matériau et de son évolution, sur les propriétés thermo-hydriques et mécaniques (Figure 2). Pour déterminer les contraintes générées par le retrait et le gonflement durant sa durée de vie, un critère de rupture caractérisant la transition entre un comportement mécanique élastique et post-élastique est défini par la détermination des propriétés mécaniques en traction et en compression sous différentes sollicitations hydriques. Ensuite, la valeur critique du critère de rupture exprimée en termes de contraintes en fonction de la teneur en eau est implémentée dans le modèle numérique, et permet par la suite de déterminer l'intervalle d'hygrométrie admissible pour empêcher l'apparition de fissures dans la paroi.

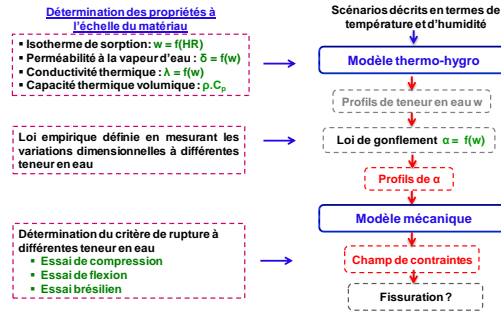


Figure 2. organigramme du développement du modèle couplé thermo-hygro-mécanique

#### 4. Résultats numériques

L'étude porte sur une maison individuelle d'habitation de type T4, sur laquelle sont effectuées des Simulations Thermiques Dynamiques (STD) au moyen du logiciel Pleiades-Comfie. L'évolution de température interne donnée par la STD est utilisée comme donnée d'entrée pour les conditions aux limites du modèle de paroi aux éléments finis. En revanche, l'évolution d'humidité relative ambiante est inconnue, et va être calculée pas à pas par le modèle numérique, à partir d'une équation de bilan hydrique sur l'air de la zone. Afin d'évaluer l'effet de tampon hydrique du mur en terre crue, deux types de cloison interne sont comparés (*Erreur! Source du renvoi introuvable..a*) :

- dans la version de base, toutes les cloisons internes sont des cloisons légères en plaques de plâtre.
- dans la version dite Brique, la paroi de brique remplace certaines cloisons internes légères sur une surface 30,8 m<sup>2</sup>.

##### 4.1. Calcul hygrothermique

La Figure 3 représente l'évolution annuelle d'hygrométrie intérieure dans le cas d'utilisation d'une cloison de base et d'une cloison de brique de terre crue. Il est à noter que l'humidité intérieure est fortement influencée par la nature des cloisons, ce qui se traduit par une nette diminution de l'amplitude des variations quotidiennes dans le cas des briques de terre crue.

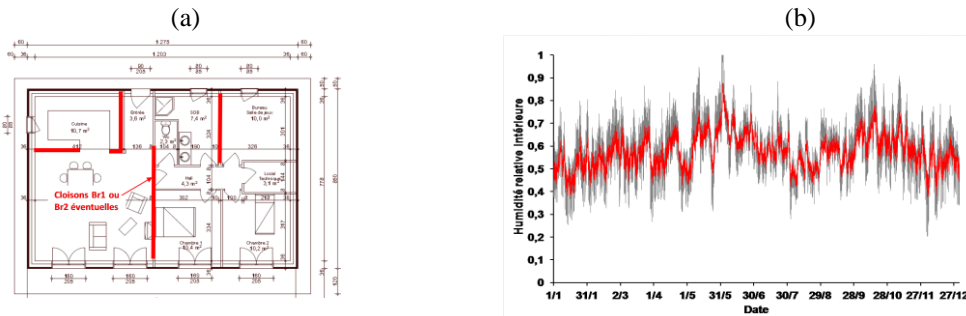


Figure 3. (a) plan du logement et implantation des cloisons en brique de terre crue et (b) évolutions annuelles de l'humidité relative intérieure avec cloison de base (-) et cloison en brique de terre (-).

Ce comportement peut être expliqué par l'effet absorbant de l'argile contenue dans la brique, permettant à la vapeur d'eau de s'imprégner jusqu'à ce que l'équilibre hygroscopique s'établisse entre le matériau et l'air. Cet échange dynamique permet de maintenir une hygrométrie admissible, autour de la zone de confort optimale de 40 à 60% rh, définie par Givoni. Il peut être conclu que les cloisons avec les briques en terre amènent à une baisse d'amplitude d'humidité annuelle de l'ordre de 50 % par rapport à celle de la cloison de base, avec des pics nettement inférieurs, de l'ordre de 45%.

##### 4.2. Conséquences mécaniques

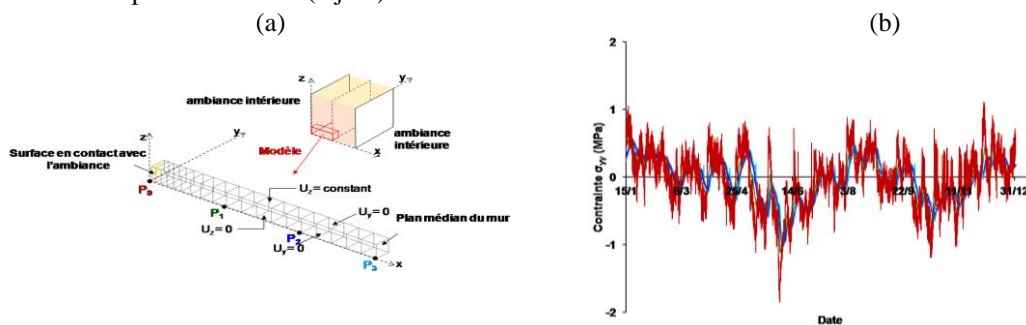
Un calcul mécanique est effectué toutes les heures sur une année de simulation. Les conditions aux limites mécaniques appliquées au mur sont les suivantes (Figure 4.a) :

- Blocage des déplacements horizontaux  $U_y$  parallèles au plan du mur
- Imposition des déplacements verticaux  $U_z$  à une valeur identique mais libre

##### • Résultats annuels

La Figure 4.b représente l'évolution annuelle de contraintes calculées au niveau de la brique sous les différentes sollicitations climatiques, et à différentes profondeurs du mur. La position des points de calcul est présentée sur la Figure 4.a. Selon les résultats de ces simulations, il s'avère que les contraintes maximales obtenues en traction ou en compression sont celles relevées à proximité de la surface du mur (point  $P_0$ ). Les contraintes calculées aux points  $P_1$ ,  $P_2$  et  $P_3$  sont moins sensibles aux phénomènes du retrait et de gonflement.

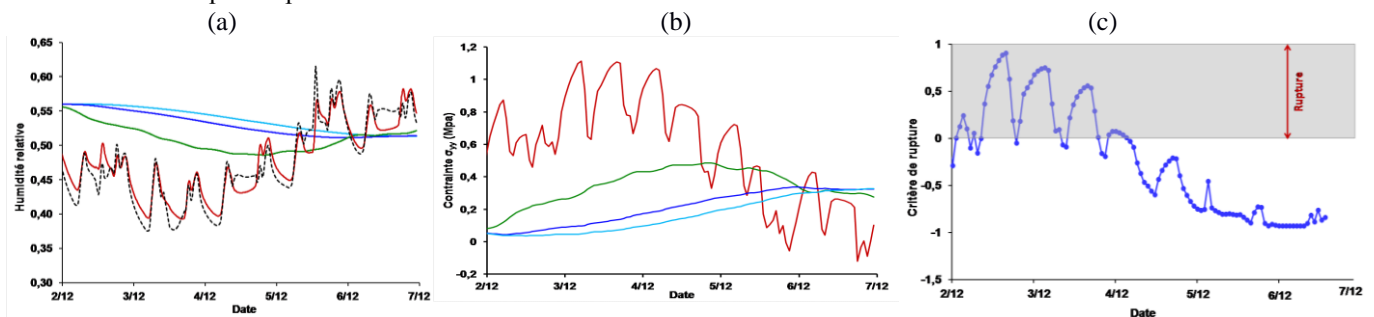
Ceci est à mettre en regard avec l'épaisseur de la couche qui assure les échanges hygrométriques. Il peut être observé aussi que les valeurs critiques des contraintes en traction sont atteintes en période froide (1,1 MPa), durant la première semaine de décembre (5 décembre). Par ailleurs, la composante minimale de  $\sigma_{yy} = 1,8$  MPa est obtenue en période estivale (1 juin).



**Figure 4.** (a) modèle mécanique pour le mur homogène et conditions aux limites et (b) évolutions annuelles des contraintes  $\sigma_{yy}$  à différentes profondeurs du le mur (—)  $P_0$ , (—)  $P_1$ , (—)  $P_2$  et (—)  $P_3$

- Etude détaillée d'une semaine critique

La Figure 5(a, b) représente respectivement l'évolution de l'humidité relative pendant la période où les humidités relatives sont les plus basses et les contraintes d'origine hydrique correspondantes à différentes profondeurs du mur. La Figure 5.a montre que les mécanismes de transfert hydrique sont beaucoup plus intenses sur la première couche du mur (point  $P_0$ ), puis s'uniformisent progressivement. Les courbes obtenues montrent que l'humidité calculée au niveau de la couche active suit l'équilibre ambiant de la pièce, avec un certain déphasage dû à la résistance superficielle. Par ailleurs, l'humidité à différentes profondeurs évolue progressivement dans l'épaisseur du mur. Il peut être noté que le changement dynamique entre le mur et l'environnement extérieur, expose la première couche du mur à des situations critiques (absorption et restitution d'humidité) conduisant à des dilatations ou des retraites dans le mur, générant des contraintes  $\sigma_{yy}$  allant jusqu'à 1,1 MPa en traction et -0,15 MPa en compression (Figure 5.b). Il peut être noté que l'évolution du critère de rupture représentée dans la Figure 5.c sous les différents cycles d'humidité relative (période du 2 au 7 décembre) est semblable à celle du champ de contrainte défini suivant yy (Figure 5.b). Dans les périodes de séchage du 2 au 4 décembre, le critère de rupture est dépassé, le matériau est alors soumis à de la traction dans les directions y et z. Dans des périodes d'humidification (4 au 7 décembre), le matériau est moins sollicité en traction et le critère n'est alors plus dépassé.



**Figure 5.** (a) évolution de l'humidité relative extérieure (--) et intérieure en différents points du mur : (—)  $P_0$ , (—)  $P_1$ , (—)  $P_2$  et (—)  $P_3$ , (b) évolution des contraintes générées par le retrait et le gonflement et (c) critère de rupture au niveau de la surface exposée à l'ambiance externe

## 5. Conclusion et perspectives

Dans le but de compléter la démarche entreprise pour développer les systèmes constructifs en terre, un outil numérique couplé thermo-hygro-mécanique a été développé. Les résultats numériques obtenus montrent que les cloisons en briques de terre participe pleinement au confort hygrométrique et que les mécanismes de transfert hydrique sont plus intenses sur la première couche du mur. Ce changement dynamique entre le mur et l'environnement extérieur, expose cette première couche du mur à des situations critiques qui dépassent le critère de rupture. Par ailleurs, l'humidité à différentes profondeurs évolue progressivement dans l'épaisseur du mur et les rends moins sensibles aux variations climatiques. Les conclusions tirées de ces travaux ouvrent de multiples pistes de réflexion pour des études futures : i) caractérisation du comportement mécanique des matériaux dans le domaine capillaire pour maîtriser la phase de séchage. ii) choix d'une approche viscoélastique, voire visco-élasto-plastique pour tenir compte des évolutions du matériau lors de son passage par des états de fortes teneur en eau.

---

# Fissuration en mode mixte des bois tropicaux avec la méthode de la grille

Odounga Bernard<sup>1,2</sup>, Moutou Pitti Rostand<sup>1,3</sup>, Toussaint Evelyne<sup>1</sup>, Grédiac Michel<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université Clermont Auvergne, CNRS, Institut Pascal, BP 10448, F-63000 Clermont-Ferrand, France

<sup>2</sup> Université des Sciences et techniques de Masuku, Ecole Polytechnique de Masuku, BP 901, Franceville, Gabon

<sup>3</sup> CENAREST, IRT, 10400, Libreville Gabon

---

**RÉSUMÉ.** L'objectif de ce papier est d'étudier la fissuration des essences tropicales gabonaises telles que le *Milicia excelsa* (iroko), l'*Aucoumea klaineana* (okoumé) et le *Pterocarpus soyauxii* (padouk) par une méthode de mesure sans contact. Le taux de restitution d'énergie critique est calculé avec une éprouvette modifiée Mixed Mode Crack Growth (MMCG). Les essais sont effectués en mode mixte pour des taux de mixité de 15° et 30°. Les courbes force-déplacement, le processus de croissance de la fissure ainsi que l'ouverture de fissure sont déduits des images enregistrées. Ces images sont traitées par la méthode de la grille. Le taux de restitution d'énergie est estimé par la méthode de la complaisance. Les résultats montrent une influence de la densité sur les taux de restitution d'énergie et le rapport GI/GII indique une évolution constante.

**ABSTRACT.** The objective of this paper is to study the cracking of tropical species of the Gabonese forest such as *Milicia excelsa* (iroko), *Aucoumea klaineana* (okume) and *Pterocarpus soyauxii* (padouk). The critical energy release rate is calculated using a modified Mixed Mode Crack Growth (MMCG) specimen. The tests are performed in mixed mode for 15° and 30° angles. An electromechanical testing machine and Arcan apparatus are used to apply the load to the specimen. The force-displacement curves, the crack growth process as well as the crack opening are deduced from the recorded images. These images are processed by the grid method. The critical energy release rate is estimated by the method of compliance. The results are given for the three species for an angle of 15° and for okume for an angle of 30°. All the test pieces tested are 15 mm thick. The results show an influence of the density on these species and the ratio GI/GII indicates a constant evolution.

**MOTS-CLÉS:** Bois tropicaux, éprouvette MMCG, grille.

**KEY WORDS:** Tropical woods, MMCG specimen, grid method.

---

## 1. Introduction

Aujourd'hui, le bois est l'une des solutions qui limite durablement le réchauffement planétaire de notre planète. En Afrique centrale et en particulier dans les régions équatoriales, la forêt joue un rôle clé dans ce règlement. Dans le cas du Gabon, la décision récente d'arrêter l'exportation d'espèces tropicales a ouvert la voie à leur extension locale et à leur plus large utilisation dans les bâtiments individuels et les industries locales. Cependant, le comportement mécanique des espèces locales dépend en grande partie des variations de température et d'humidité, qui peuvent altérer leur efficacité structurelle et conduire ainsi à une défaillance soudaine pendant leur durée de vie. Étudier les paramètres de rupture des bois tropicaux est crucial pour connaître leur comportement et guider les populations locales dans leur choix de matériaux de construction autres que le béton et l'acier. L'objectif du présent papier est d'étudier, en mode mixte, la fissuration des essences tropicales issues de la forêt gabonaise, qui sont : le *Milicia excelsa* (iroko), l'*Aucoumea klaineana* (okoumé) et le *Pterocarpus soyauxii* (padouk). La première partie de cet article présente les matériaux et les méthodes appliqués pour cette campagne expérimentale. Les éprouvettes MMCG modifiées [ODO 18] et la méthode de la technique de grille [GRE 16] pour enregistrer la position de la pointe de fissure au cours du test sont rappelées. Les caractéristiques des espèces de bois tropicaux sont également décrites. Les dispositifs expérimentaux sont détaillés. Les résultats expérimentaux sont donnés en termes de courbes force – ouverture de

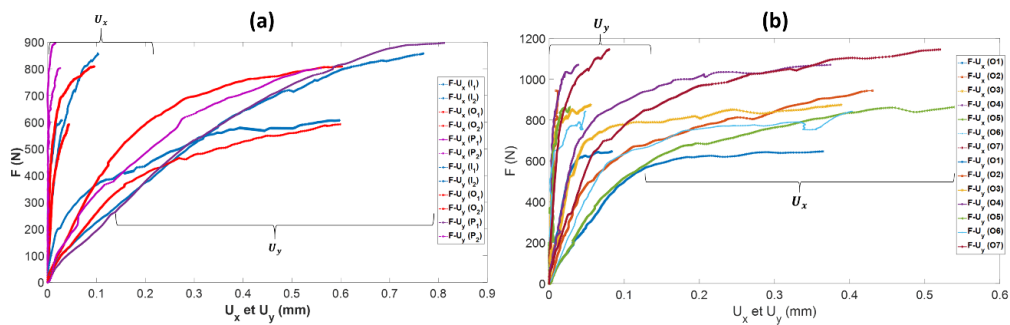




**Figure 2.** Cartes de déplacements et de déformations.

**3.2. Courbes force-ouverture de fissure**

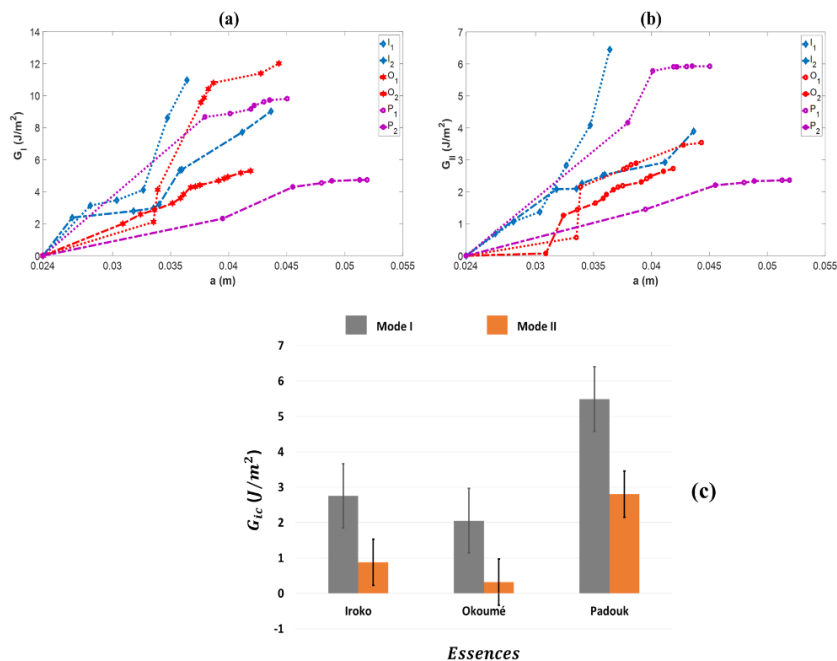
La figure 3 représente les courbes de force en fonction de l'ouverture de la fissure dans les deux directions x et y. Sur la figure 3 (a) sont présentés les résultats des trois essences obtenues avec des éprouvettes de 15 mm d'épaisseur testées pour un angle de 15°. La figure 3 (b) quant à elle montre les éprouvettes d'okoumé d'épaisseur 15 mm et testées avec un angle de mixité 30°. Sur la figure 3 (a) et 3 (b) les valeurs de l'ouverture de fissure le long de l'axe des x ( $U_x$ ) sont négligeables par rapport aux valeurs de l'ouverture le long de l'axe y ( $U_y$ ). Sur la figure 3 (a), les valeurs de l'ouverture de fissure selon x sont toutes inférieures à 0,1 mm et sont de l'ordre de 0,6 à 0,8 mm selon l'axe y. Ces résultats sont cohérents puisque nous sommes en présence d'un angle proche de 0° pour lequel les valeurs de l'ouverture suivant x sont presque nulles. Sur la figure 3 (b) pour les éprouvettes d'okoumé le constat est le même. Les valeurs suivant x ( $U_x$ ) sont aussi inférieures à 0,08 mm et suivant y ( $U_y$ ), elles sont de l'ordre de 0,3 à 0,5 mm. Ici nous voyons que l'écart entre  $U_x$  et  $U_y$  commence à se réduire.



**Figure 3.** Courbes force vs ouverture de fissure : (a) des trois essences à 15° et (b) de l'okoumé à 30°.

**3.3. Taux de restitution d'énergie**

La figure 4 présente les résultats de différents taux de restitution d'énergie critique des trois essences. Les figures 4 (a) et 4 (b) montrent respectivement la part du mode 1 et celle du mode 2 pour un angle de 15°. Sur la figure 4 (c) sont présentées les valeurs moyennes minimales du taux de restitution d'énergie  $G_{ic}$ , avec la part du mode 1 et celle du mode 2. Les résultats montrent que la part du mode 1 est largement supérieure à la part du mode 2. Les calculs ont montré aussi une certaine proportionnalité par rapport à la densité. En effet, les valeurs minimales moyennes du taux de restitution d'énergie sont plus grandes pour le padouk que pour l'iroko et d'avantage que pour l'okoumé comme illustré sur la figure 4 (c).

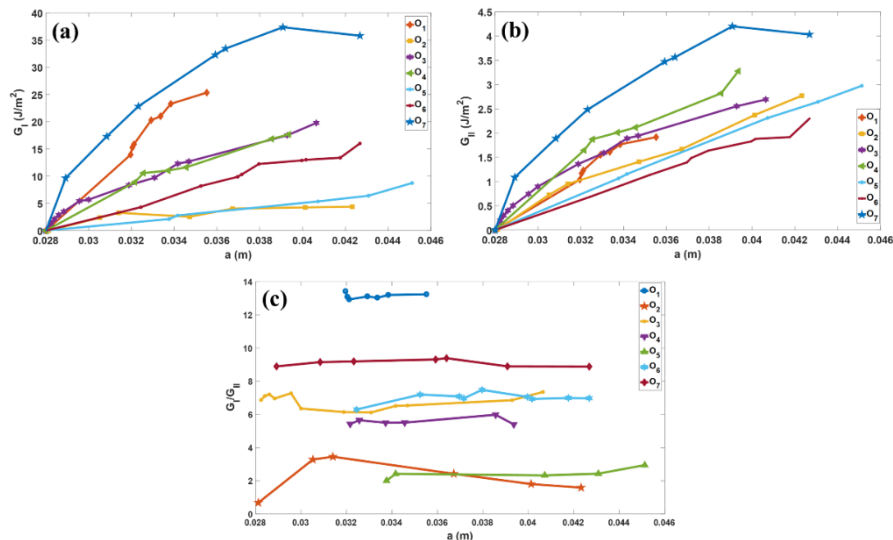




**Figure 4.** Taux de restitution d'énergie: (a) part du mode 1, (b) part du mode 2 et valeurs moyennes  $G_{ic}$  ( $15^\circ$ ).

Nous pouvons aussi voir sur les figures 4 (a) et 4 (b) des sauts brusques de  $G$  entre deux points consécutifs pour l'essence d'okoumé, ce qui se présente sur les cartes de déplacements et de déformations issues de la grille par une inclinaison de fissure lors de sa propagation (l'illustration est donnée par les éprouvettes  $O_1$  et  $O_4$  de la figure 2). En termes de valeurs cela se matérialise par une augmentation de  $G_c$ . C'est une constatation spécifique aux essences tropicales qui présentent un fil de grain avec changement de direction et parfois un fil ondulé nécessitant dans ce cas plus d'énergie pour propager la fissure.

La figure 5 présente les résultats du taux de restitution d'énergie critique de l'okoumé. Les figures 5 (a) et 5 (b) montrent respectivement la part du mode 1 et celle du mode 2. La figure 5 (c) présente les rapports de la part du mode 1 sur le mode 2 ( $G_I/G_{II}$ ). Nous observons que pour toutes les courbes ce rapport a une évolution constante, ce qui est en accord avec les résultats trouvés par [PHA 14]. Ce résultat peut indiquer que les valeurs caractérisant la fissuration obtenue sont des valeurs intrinsèques au matériau étudié.



**Figure 5.** Taux de restitution d'énergie de l'okoumé : (a) mode 1, (b) mode 2 et rapport  $G_I/G_{II}$  (c) (angle  $30^\circ$ ).

#### 4. Conclusion

Dans le présent papier, il a été question d'étudier la fissuration des bois tropicaux issus de la forêt gabonaise : l'iroko, l'okoumé et le padouk. Des essais ont été effectués en mode mixte sur des éprouvettes bois MMCG d'épaisseur 15 mm pour des taux de mixité de  $15^\circ$  et  $30^\circ$ . Un système Arcan usiné pour fixer les éprouvettes a été conçu, le tout monté sur une presse électromécanique. La méthode de la grille a été utilisée pour suivre l'ouverture et l'avancée de fissure. Les résultats ont été présentés sous forme de cartes de déplacements, de force en fonction de la longueur de fissure. Le découplage des modes a permis de déterminer la part du mode 1 et celle du mode 2. La méthode de la complaisance a été utilisée pour calculer les différents taux de restitution d'énergie critique. Les résultats obtenus montrent une certaine proportionnalité par rapport à la densité relative de ces essences. Le rapport  $G_I/G_{II}$  calculé sur les éprouvettes d'okoumé s'est avéré constant, ce qui semble indiquer que les valeurs caractérisant la fissuration sont intrinsèques au matériau.

#### 5. Bibliographie

- [GRE 16] GREDIAC M., SUR F., BLAYSAT B., « The grid method for in-plane displacement and strain measurement », *A review and analysis. Strain*, vol. 52, n° 3, 2016, p. 205-243.
- [ODO 18] ODOUNGA B., MOUTOU PITTI R., TOUSSAINT E., GREDIAC M., « Mode I fracture of tropical woods using grid method », *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, vol. 95, 2018, p. 1-17.
- [PHA 14] PHAN N.A., MOREL S., CHAPLAIN M., COUREAU J. L., « R-curve on fracture criteria for mixed-mode in crack propagation in quasi-brittle material: Application for wood », *Procedia materials science*, vol. 3, 2014, p. 973-978.

---

# Identification d'un modèle de zone cohésive pour la zone de transition interfaciale (ITZ) entre le ciment et les granulats lors d'un essai de cisaillement.

Salah Nesrine<sup>1</sup>, Jebli Mouad<sup>2,3</sup>, Malachanne Etienne<sup>1</sup>, Jamin Frédéric<sup>2,3</sup>, Dubois Frédéric<sup>2,3</sup>, Caro Anne-Sophie<sup>1</sup>

<sup>1</sup> C2MA, Ecole des mines d'Alès, Alès, France (nesrine.salah@umontpellier.fr)

<sup>2</sup> LMGC, Univ. Montpellier, CNRS, Montpellier, France

<sup>3</sup> MIST Lab., IRSN, CNRS, Univ. Montpellier, France

---

*RÉSUMÉ.* Le développement d'outils de prédiction du comportement macroscopique des matériaux hétérogènes comme les bétons, par une approche micromécanique, nécessite la connaissance à la fois de la microstructure et des lois d'interaction locales. Cette étude porte sur la simulation numérique d'un essai de cisaillement bi-matériaux prenant en compte les propriétés mécaniques de l'interphase « pâte de ciment-granulat » ainsi que leur évolution au cours de l'hydratation. Un modèle d'endommagement basé sur une approche cohésive est utilisé pour caractériser le comportement mécanique de l'interphase.

Des simulations numériques de l'essai de cisaillement ont été effectuées avec la plateforme logicielle LMGC90, développée au LMGC, dans laquelle plusieurs modèles de zone cohésive sont implémentés. Une modélisation par éléments finis de l'essai de cisaillement en 3D sur un composite « pâte de ciment-granulat calcaire » a été réalisée. Ces simulations permettent notamment un calibrage rigoureux des paramètres locaux des modèles cohésifs.

*ABSTRACT.* The development of the tools of predicting of the macroscopic behavior of heterogeneous materials such as Concretes, using a micromechanical approach, requires the knowledge of both microstructure and local interaction laws. This study deals with the numerical simulation of a bi-material shear test, taking into account the mechanical properties of interphase cement-granulate paste as well as its evolution during hydration. A damage model based on a cohesive approach is used to characterize the interphase's mechanical behavior.

Thereby, numerical simulations of the shear test were carried out with the LMGC90 software platform, which was developed at the University of Montpellier, and in which many cohesive zone models were implemented. Herein, a finite element modeling of the 3D shear test on a composite of cement-granulate paste of a limestone type was performed. These simulations allow a rigorous calibration of the cohesive models' local parameters..

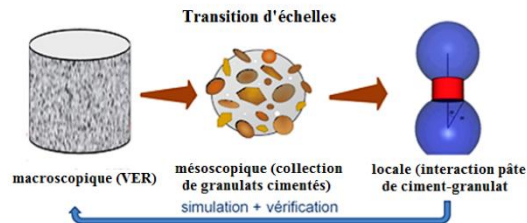
*MOTS-CLÉS :* Endommagement, modèle de zone cohésive, pâte de ciment, composite, ITZ.

*KEY WORDS:* Damage, cohesive zone model, cement paste, composite, ITZ.

---

## 1. Introduction

Le béton est un matériau hétérogène dont les propriétés macroscopiques dépendent de la microstructure et des caractéristiques mécaniques locales. L'étude du béton peut être considérée à différentes échelles : structure, macroscopique, mésoscopique, local ou microscopique. A l'échelle macroscopique on s'intéresse à un Volume Élémentaire Représentatif (VER) pour lequel les propriétés ultimes sont fortement liées aux interactions pâte de ciment/granulat .



**Figure 1** Transition d'échelles dans les matériaux cimentaires [JEBLI 16].

En effet, la présence des granulats modifie la microstructure de la pâte de ciment en introduisant une interface aux propriétés spécifiques. Différentes appellations ont été utilisées pour faire référence à cette zone : auréole de transition, zone de transition interfaciale (Interfacial Transition Zone en anglais) ou encore interphase. Cette interphase constitue une zone de fragilité dans le béton. Ses propriétés affectent fortement le comportement mécanique du béton à l'échelle macroscopique et donc à l'échelle de la structure.

## 2. Matériels et méthodes

On utilise dans cette étude des résultats expérimentaux obtenus récemment par Jebli [JEBLI 16, JEBLI 18] sur un essai de cisaillement à l'échelle locale d'un composite pâte de ciment/granulat pour différents temps d'hydratation et contraintes de confinement. Le composite est composé de deux blocs parallélépipédiques de calcaire (granulat) et de pâte de ciment (**Figure 2**). Les propriétés élastiques de ces deux matériaux sont obtenues par des essais de compression uniaxiale et sont données dans le **Tableau 1**.

**Tableau 1** Propriétés élastiques du calcaire et de la pâte de ciment.

Matériau	Module d'Young (GPa)	Coefficient de Poisson
Calcaire	60	0.3
Pâte de ciment	12.5	0.3

Ces données vont être utilisées pour valider les résultats expérimentaux à travers un modèle numérique qui s'appuie sur une approche de zones cohésives que l'on détaille dans le paragraphe suivant.

## 3. Modèles des zones cohésives

Dans cette étude, on met en œuvre un modèle éléments finis du composite (pâte de ciment – granulat calcaire) en considérant un contact non parfait à l'interface entre les matériaux. Pour caractériser cette interface non-parfaite, et évolutive, un modèle de zone cohésive (CZM) est utilisé. Le modèle choisi ici couple adhésion, frottement et contact unilatéral [RAOUS 99,].

Le principe du traitement du modèle de zone cohésif simultanément avec le contact frottant a été proposé dans les travaux de Raous et al. [RAOUS 99] et Bretelle et al. [BRE 01]. On se limitera dans cette partie à présenter les principales équations de la loi cohésive, ainsi que ses paramètres. Le modèle considère la non-pénétration entre deux corps en contact ; la force de cohésion  $R$  entre les deux corps est décomposée en une partie normale  $R_N$  et une partie tangentielle  $R_T$  telles que  $R_N = R.n$ , associées à des déplacements normal  $u_N$  et tangentiel  $u_T$ .

Le saut de déplacement est décomposé de la manière suivante :

$$[u] = [u_N].n + [u_T] \quad \text{avec} \quad [u_N] = [u].n$$

Par ailleurs, on introduit une variable  $\beta$  qui représente l'intensité d'adhérence qui évolue au cours du chargement et qui est liée à un paramètre d'endommagement  $D$  de telle sorte que :

$$\beta = 1 - D$$

On peut ainsi lier l'endommagement à la variable  $\beta$  de la manière suivante :

- $\beta = 1$  adhérence totale.
- $0 < \beta < 1$  adhérence partielle.
- $\beta = 0$  pas d'adhérence.

Dans ce problème, on résout :

$$\begin{aligned} & \text{Si } \begin{cases} [|u_N|] \geq 0, & (R_N + R_N^{adh}) \geq 0, & [|u_N|] \cdot (R_N + R_N^{adh}) = 0 \\ |R_T + R_T^{adh}| < \mu(\beta) \cdot (R_N + R_N^{adh}) & \Rightarrow V_T = 0 \end{cases} \\ & \text{Sinon } |R_T + R_T^{adh}| = \mu(\beta) \cdot (R_N + R_N^{adh}) \Rightarrow V_T = -\lambda \cdot \frac{R_T + R_T^{adh}}{|R_T + R_T^{adh}|}, \lambda > 0 \\ & \text{avec } R^{adh} = K(\beta) \cdot [|u|] \text{ et } K(\beta) = \beta(C_N n \otimes n + C_T \frac{u_T \otimes u_T}{|u_T|^2}) \end{aligned}$$

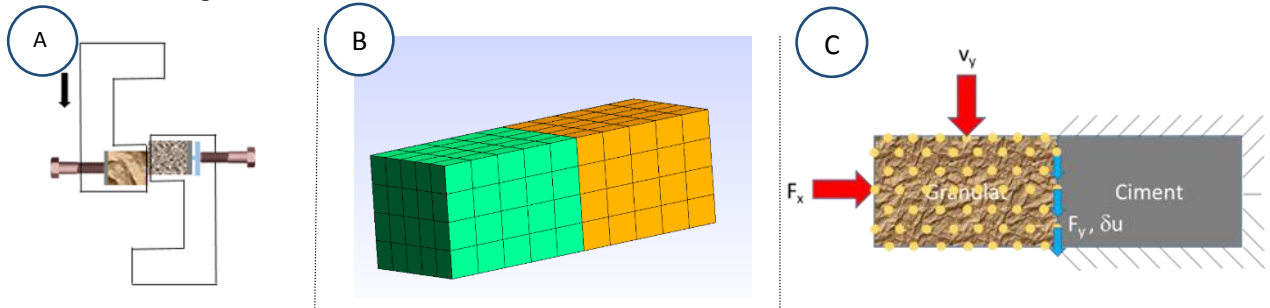
avec  $C_N$  et  $C_T$  les raideurs normales et tangentielles.

Pour résoudre ce problème, on utilise une loi d'évolution de  $\beta$  qui dépend de paramètres comme l'énergie de rupture, la contrainte maximale, etc [PER 05].

#### 4. Identification numérique

La géométrie est maillée avec des éléments finis de type hexaèdre (**Figure 2**), et le pas de temps est calibré en fonction des paramètres des matériaux et de la taille de maille.

A chaque pas de temps, une détection des contacts est réalisée, la rupture se produisant lorsque le contact est perdu entre les deux matériaux. Pour calibrer la loi cohésive, plusieurs paramètres doivent être ajustés : les rigidités normale et tangentielle ( $C_N$  et  $C_T$ ), le coefficient de frottement  $\mu$ , l'énergie d'adhésion  $W$  et la résistance à la rupture.



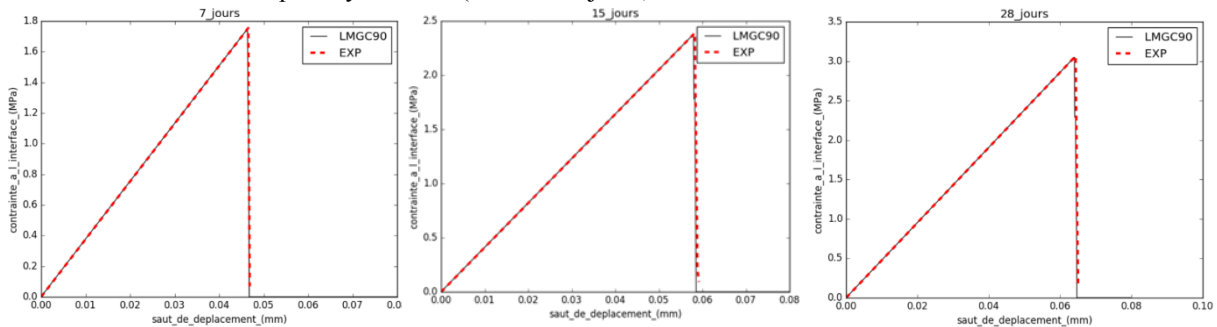
**Figure 2** A) Schéma du dispositif expérimental de l'essai de cisaillement [JEBLI 18], B) Géométrie maillée et C) Schéma illustrant les conditions aux limites et les efforts appliqués.

Les autres paramètres de la loi cohésive sont déterminés à partir des courbes expérimentales contraintes-saut de déplacement [JEBLI 18]. Le coefficient de frottement  $\mu=0.4$  est identifié sur la partie post-pic de ces courbes pour un temps d'hydratation égal à 40 jours. L'énergie  $W$  correspond à la surface calculée sous la courbe,  $\sigma_{max}$  est la contrainte à la rupture et  $C_T$  est déterminée selon l'équation suivante :  $C_T = 0.5 \sigma_{max}^2 / W$  pour la partie linéaire de la courbe. Ce travail est effectué pour différents temps d'hydratation et pour différentes contraintes de confinement.

#### 5. Résultats et interprétations

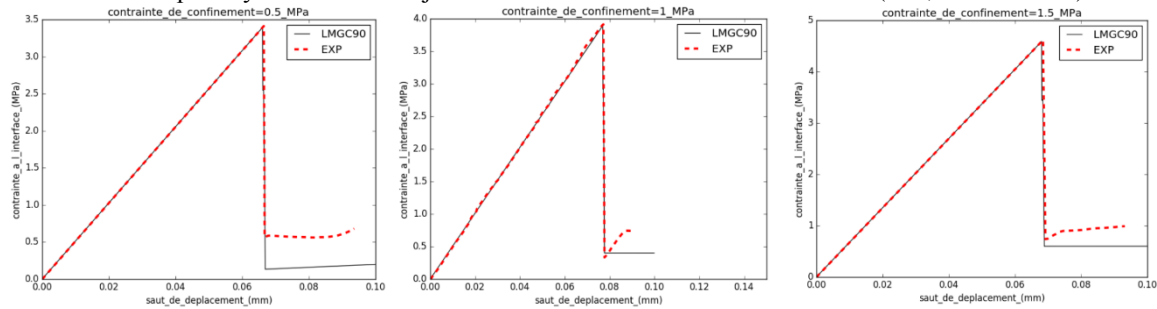
Une validation numérique à partir des essais expérimentaux de cisaillement direct réalisés lors de la thèse de Mouad JEBLI [JEBLI 16, JEBLI 18] a été effectuée :

##### 1. A différents temps d'hydratation (7, 15 et 28 jours) et à contrainte normale nulle.



**Figure 3** Comparaison des résultats du modèle de loi cohésive (LMGC90) et des résultats expérimentaux [JEBLI 18] pour différents temps d'hydratation.

## 2. A un temps d'hydratation de 40 jours et à différentes contraintes normales (0.5 , 1 et 1.5 MPa).



**Figure 4** Résultats de simulation sur LMG90 en utilisant un modèle de zone cohésive comparé à des résultats expérimentaux de l'essai de cisaillement pour différentes contraintes de confinement.

La simulation numérique permet de retrouver les mêmes résultats que ceux obtenus expérimentalement pour différents temps d'hydratation et différentes contraintes de confinement. Cependant, un décalage apparaît au niveau de la contrainte résiduelle pour les différentes contraintes de confinement. Ce décalage se présente toujours avec une valeur constante et qui n'est pas prédit par le modèle. Ceci s'explique par la présence d'une surface de contact lisse entre pâte de ciment et granulat dans la modélisation qui montre à la fin de l'essai un contact purement frottant de valeur  $\mu\sigma_N$  à l'interface pâte/granulat.

## 6. Conclusion et perspectives

Une simulation de résultats d'essais de cisaillement sur un matériau composite utilisant un modèle de zone cohésive a permis d'identifier les paramètres mécaniques qui caractérisent la liaison « pâte de ciment – granulat calcaire » au niveau de l'interphase. Cette identification a été réalisée pour différents temps d'hydratation et pour différentes contraintes de confinement.

Les résultats numériques montrent que la modèle de zone cohésive permet de décrire ce type de comportement mécanique. Les paramètres identifiés localement vont permettre de modéliser le comportement d'un béton à l'échelle d'un volume élémentaire représentatif.

## Bibliographie

[BRE 01] BRETTELLE A. S., COCU M. et MONERIE Y.: Unilateral contact with adhesion and friction between two hyperelastic bodies. *International journal of engineering science*, 39(18): 2015–2032, 2001.

[PER 05] PERALES.F. Fissuration des matériaux à gradient de propriétés. Application au Zircaloy hydruré.. Thèse de doctorat, Université Montpellier II - Sciences et Techniques du Languedoc, 2005.

[HAL 74] HALPHEN B. et QUOC Son N.: Plastic and visco-plastic materials with generalized potential. *Mechanics Research Communications*, 1(1):43–47, 1974.

[JEBLI 16] JEBLI M : Caractérisation à l'échelle locale des propriétés mécaniques de l'interphase pâte de ciment-granulat et application à la lixiviation. Thèse de doctorat, Université de Montpellier, 2016.

[JEBLI 18] JEBLI, M., JAMIN, F., MALACHANNE, E., GARCIA-DIAZ, E., & EL YOUSOUFI, M. S. (2018). Experimental characterization of mechanical properties of the cement-aggregate interface in concrete. *Construction and Building Materials*, 161, 16-25.

[RAOUS 99] RAOUS M., CANGEMI L. et COCU M.: A consistent model coupling adhesion, friction, and unilateral contact. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 177(3): 383–399, 1999.

---

# Influence de la disposition du ferrailage sur le comportement des voiles courts en béton armé sous chargement sismique

Ourdia Belaidi<sup>1</sup>, Amine Nekmouche<sup>1,2</sup>, Said Boukais<sup>1</sup>, Ali Kezmane<sup>1</sup>, Fatma Kheloui-Taouche<sup>1</sup>, Nadjat Si Hadjmohand<sup>1</sup>,

<sup>1</sup> *Laboratoire de Modélisation expérimentale et numérique des Matériaux et Structures en Génie Civil (LaMoMS). Département de Génie Civil; Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Algérie ([bel\\_ouar@yahoo.fr](mailto:bel_ouar@yahoo.fr))*

<sup>2</sup> *Université Abderrahmane Mira de Bejaia. Algérie.*

---

**RÉSUMÉ.** *La résistance d'un voile béton armé est liée à son ferrailage, et l'efficacité d'un ferrailage est directement liée à sa disposition et à son orientation dans la structure. Expérimentalement, les voiles en béton armé sous chargement horizontal, cyclique et sismique ont un comportement plus performant lorsque les barres d'acier sont orientées suivant la direction des contraintes principales. Celles – ci sont directement reliées à un angle d'inclinaison qui est souvent à rechercher afin d'améliorer la performance mécanique de ces voiles. L'objectif essentiel de ce travail consiste à chercher une bonne disposition du ferrailage, et cela en cherchant l'angle d'inclinaison des barres diagonales le plus adéquat afin d'améliorer la performance mécanique des voiles courts. Les voiles sont sollicités à la base par un chargement dynamique non linéaire de type accélérogramme sismique. Les résultats de la simulation mettent en exergue la performance mécanique du ferrailage suivant la direction des contraintes principales par rapport au ferrailage classique.*

**ABSTRACT.** *The strength of a reinforced in RC walls is linked to its reinforcement, and the effectiveness of reinforcement is directly related to its arrangement and its orientation in the structure. Experimentally, RC walls under horizontal, cyclic and seismic loading have a better performance when the steel bars are oriented in the direction of the main stresses. These are directly connected to an angle of inclination which is often to be sought in order to improve the mechanical performance of these RC walls. The main objective of this work is to find a good arrangement of the reinforcement by looking for the most suitable angle of inclination of the diagonal bars in order to improve the mechanical performance of the RC shears walls. The RC walls are loaded at the base by a nonlinear dynamic loading of seismic accelerogram type. The results of the simulation highlight the mechanical performance of the reinforcement along the direction of the main stresses compared to the conventional reinforcement.*

**MOTS-CLÉS :** *Simulation numérique, voiles courts, ferrailage diagonale, angle d'inclinaison, accélérogramme.*

**KEY WORDS:** *Numerical simulation, RC shears, diagonal reinforcement, angle of inclination, accelerogram.*

---

## 1. Introduction

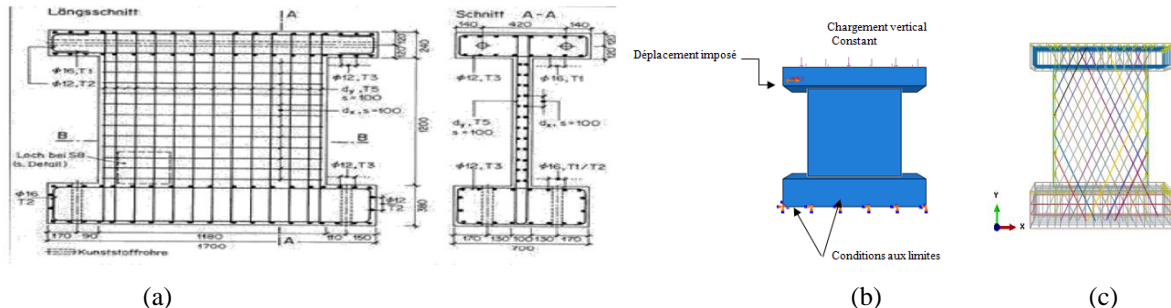
Afin de reproduire les effets réels des séismes sur les constructions, nous avons soumis cinq voiles courts à un chargement dynamique non linéaire de type "Accélérogramme" dans le code de calcul par éléments finis [ABQ]. Un signal naturel de type séisme est utilisé [DAV 03] [DAV 85]. L'objectif de notre travail est de chercher une bonne disposition du ferrailage pour les voiles courts en béton armé [PAU 92], en cherchant l'angle d'inclinaison des barres le plus adéquat afin d'améliorer la performance mécanique des voiles [KEZ 13] [BEL 17]. Le ferrailage conventionnel ne répond pas totalement à la sollicitation. Il est nécessaire de disposer les armatures suivant une direction orientée pour fermer les fissures ou tout simplement d'en empêcher leur apparition. La recherche d'un angle optimal relatif à la disposition du ferrailage s'impose dans le cadre de cette investigation. La performance mécanique de l'élément de structure est représentée en termes de capacité ultime et d'évaluation des dommages.

## 2. Modèle expérimental de référence

Afin de vérifier la pertinence du modèle numérique proposé dans la présente étude, l'un des spécimens testés par Maier [MAI 85] est retenu (figure 1.a). La hauteur, la largeur et l'épaisseur du voile sont : 1200 mm, 1180 mm et 100 mm respectivement. Le chargement appliqué s'agit d'un chargement vertical constant de 325kN durant tout le test et une force horizontale pilotée en déplacement imposé de 13 mm (figure 1.b). Pour notre

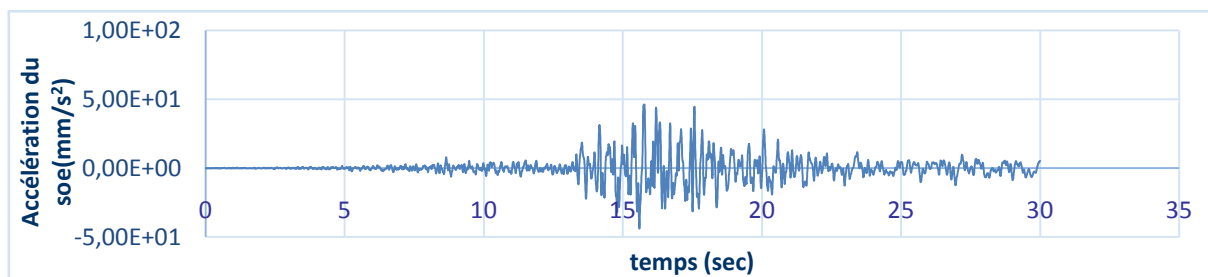


étude nous avons considéré cinq voiles courts ayant le même élanement ( $h/l=1.01$ ) [PAU 92]. Le premier voile est celui testé par Maier, considéré comme un spécimen témoin, caractérisé par un ferrailage conventionnel (quadrillage de barres verticales et horizontales). Il est noté FC. Les quatre autres voiles ( $FR\alpha$ ) différents par la disposition des armatures suivant une direction inclinée d'un angle  $\alpha$  de :  $45^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ$  par rapport à l'horizontal ( $FR45^\circ, FR50^\circ, FR60^\circ, FR70^\circ$ ) (figure 1.c). La quantité d'armature utilisée (en terme de poids) étant gardée constante pour les cinq modèles considérés. Ces modèles  $FR\alpha$  permettent de rechercher une position préférentielle pour une reprise efficace des efforts appliqués.



**Figure 1.** (a) Dimensions et ferrailage des voiles (spécimens Maier 85), (b) Détail du chargement imposé, (c) Ferrailage incliné d'angle  $\alpha$ .

Par la suite, et dans le but reproduire l'effet de l'effort sismique, on est amené à solliciter les cinq modèles à la base par un accélérogramme d'une durée de 30 secondes, séisme enregistré lors du séisme de Boumerdès 2003 [DAV 03]. Le signal sismique du séisme Boumerdès appliqué est illustré sur la figure 2.



**Figure 2.** Détail de signal sismique du séisme Boumerdès.

### 3. Modélisation numérique du comportement des matériaux

Dans la présente étude une analyse non linéaire 3D est retenue, en utilisant le code EF Abaqus. Le matériau acier est modélisé à l'aide d'une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage isotrope. Les caractéristiques de l'acier de notre modèle sont les mêmes que celle utilisé par Maier [MAI 85] (aciers verticaux  $\varnothing 8$ , acier horizontaux  $\varnothing 8$ , réparties en deux nappes). Les barres d'aciers sont maillées avec des éléments poutre 3D. Un couplage entre la plasticité (représentation des déformations irréversibles) et l'endommagement (représentation des fissures) est utilisé afin de décrire le comportement mécanique du béton, ce modèle est intégré dans le code éléments finis ABAQUS (Concrete Damaged Plasticity). Ce dernier utilise la fonction de charge développé par [LUB 89] et incorpore les modifications proposées par [LEE 98] pour tenir compte des évolutions différentes de résistance entre la tension et la compression. Le béton est modélisé avec des éléments solides à huit nœuds (C3D8R) qui ont chacun 6 degrés de liberté. Les cinq modèles sont maillés avec la technique de maillage structuré. Les paramètres du modèle sont résumés dans le tableau 1.

**Tableau 1.** Propriétés des matériaux utilisés

Caractéristiques mécaniques de l'acier				
Module du Young E (MPa)	Coefficient de poisson $\nu$	Contrainte élastique (MPa)	Contrainte à la rupture (MPa)	Densité $\rho$ (Kg/mm <sup>3</sup> )
209000	0.3	574	764	7.8 E-006
Caractéristiques mécaniques du béton				
Module du Young E (MPa)	Coefficient de poisson $\nu$	Résistance à la compression (MPa)	Contrainte élastique en traction (MPa)	Densité $\rho$ (Kg/mm <sup>3</sup> )
36600	0.18	37	2.52	2.4E-006



## 4. Résultats et discussion

### 4.1. Vérification du modèle éléments finis

La figure 3 met en évidence une très bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et les prédictions numériques, les courbes sont presque confondues, ce qui nous conduit à dire que le modèle numérique a reproduit le comportement expérimental d'une manière satisfaisante.

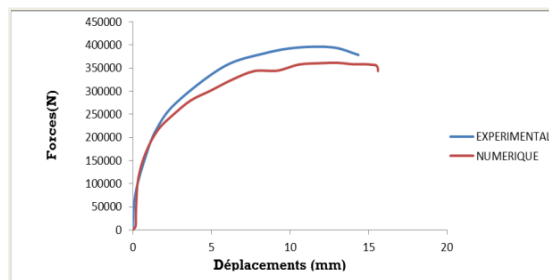


Figure 3. Comparaison des courbes forces-déplacements : expérimentale et numérique.

### 4.2. Evolution des dommages en traction

La figure 4 présente la propagation des dommages en traction pour les cinq modèles. Des fissures horizontales (flexion) et diagonales (cisaillement) sont visualisées dans l'âme des voiles. Une concentration des dommages tous le long de la base (rupture par glissement) pour les voiles FR45°, FR50°, FR60°, par contre pour FR70°, on observe un comportement meilleur, des dommages moins importants sont visualisés uniquement aux extrémités de la base. Une réduction des dommages à la base du modèle 5 est enregistrée (FR70°). Pour le modèle 5 l'endommagement maximal est de 0.9419 à une valeur faible de l'ordre de 0.6. Une amélioration de l'ordre 34.78% est enregistrée par rapport au modèle 1 (FC).

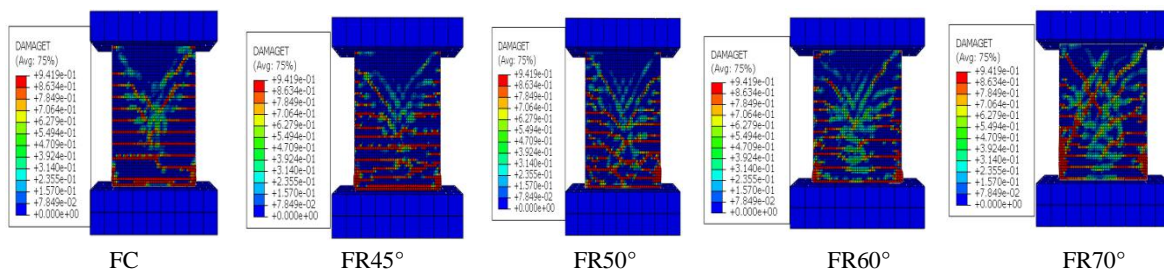


Figure 4. Evolution des dommages en traction.

### 4.3. Evolution des dommages en compression

Sur la figure 5, une concentration des dommages est visualisée dans la zone centrale de l'âme qui représente un écrasement de béton dans les voiles. Les voiles FR45°, FR50° présentent des dommages plus importants par rapport au modèle FC, par contre les autres modèles, FR60°, FR70°, un comportement plus performant par rapport au FC est obtenu.

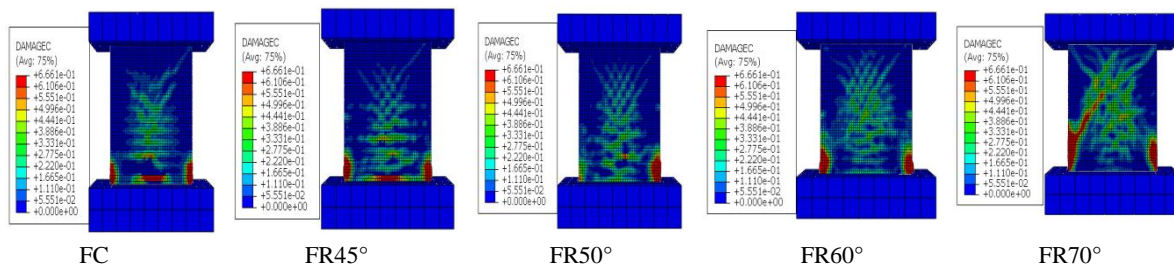


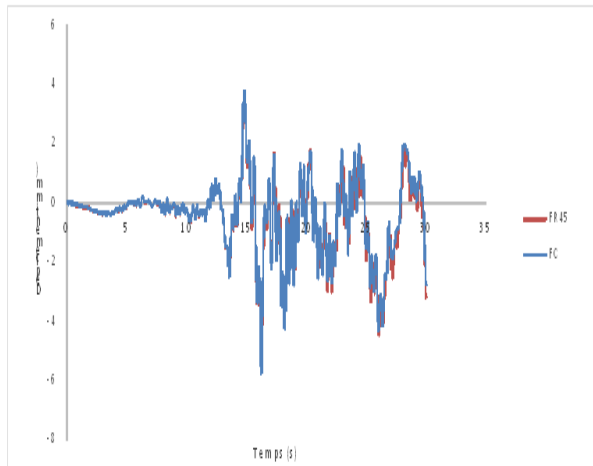
Figure 5. Evolution des dommages en compression.

### 4.4. Evolution des déplacements au sommet du voile

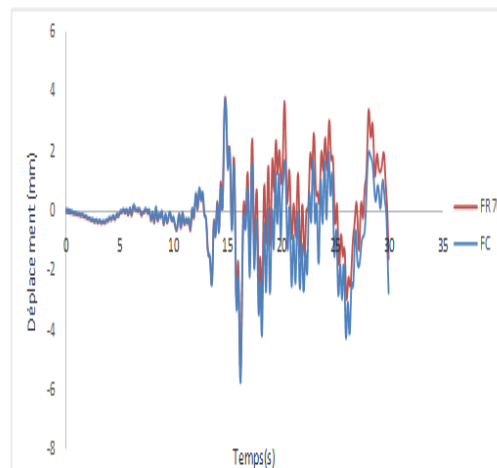
Sur la figure 6, l'évolution des déplacements au sommet du voile entre le modèle 1 'FC' et le modèle 2 'FR45°' est présentée. Un même comportement en termes de déplacements est observé de t=0 jusqu'à t=20s, au-

delà de  $t=20s$ , le modèle 2 présente un déplacement légèrement supérieur avec un pourcentage de l'ordre de 1.17% par rapport au modèle 1.

La figure 7 présente l'évolution des déplacements au sommet du voile entre le modèle 1 'FC' et le modèle 5 'FR70°'. Une comparaison des deux courbes déplacement-temps pour le modèle FC et le modèle FR 70°. Un même comportement en terme de déplacements de  $t=0$  jusqu'à  $t=15s$  est observé, au delà de  $t=15$ , une amélioration de déplacement négatif est observé pour le modèle FR70° de l'ordre 92 %, par contre dans le sens positif le FR70° a donné un déplacement plus important.



**Figure 6.** Superposition des courbes déplacements-temps entre le modèle 1 et le modèle 2



**Figure 7.** Superposition des courbes déplacements-temps entre le modèle 1 et le modèle 5

## 5. Conclusion

Les résultats de la simulation mettent en exergue la performance mécanique du ferrailage suivant la direction des contraintes principales par rapport au ferrailage classique. Pour une même quantité d'armatures, les résultats de cette simulation montrent que le ferrailage en diagonales est efficace pour reprendre les efforts. La comparaison des cinq voiles courts sous ferrailage diagonal montre que 70° est l'angle le plus performant en termes de résistance ainsi qu'en termes de dommages. Ceci implique que 70° est la direction la plus proche des contraintes principales développées.

## 6. Bibliographie

- [ABQ] ABAQUS analysis user's manual 6.12.
- [BAL 91] BAEL 91 révisé 99, « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites », 1999.
- [BEL 17] BELAIDI O., SI HADJMOHAND N., NEKMOUCHE A., BOUKAIS S., TAOUCHE-KHELOUI F., HANNACHI NE., «Influence of reinforcement on the behavior of the short RC walls under seismic loading », *International Conference on Structural Integrity and Durability*, 2017 in Dubrovnik, Croatia.
- [DAV 03] DAVIDOVICI V., « Séisme de BOUMERDES –21 mai 2003 ». Rapport préliminaire, Ministère de l'Habitat, république algérienne démocratique et populaire. 8 juin 2003.
- [DAV 85] DAVIDOVICI V. & al. , « Génie parasismique, Ed. Ecole Nationale des ponts et chaussées », 1985.
- [KEZ 13] KEZMANE A., BOUKAIS S., HAMIZI M., «Optimization of the Reinforcement Positioning in the Squat Reinforcement Concrete Walls », *ACSIT International Journal of Engineering and Technology*, Vol.5, 2013.
- [LEE 98] LEE J., FENVES G.L., « Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures », *Journal of Engineering Mechanics*, 124 (8), p. 892-900, 1998.
- [LUB 89] LUBLINER J., OLIVER J., OLLER S., ONATE E., «A Plastic-Damage model for concrete» , *International Journal of solids and structures*, 1989, vol. 25, n° 3, pp. 299-326
- [MAI 85] MAIER J., THURLIMAIMN B.B., « Bruchversucher an stahlbetonscheiben institute fur baustatik und konstruktion », Eid genossische technischehochschule (ETH). Zurich, Switzerland, 1985, pp130.
- [PAU 92] PAULAY T., PRIESTLEY M. J. N., « *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*», John Wiley & Sons. 1992.

---

# La méthode Impact-Echo appliquée à l'auscultation des ponts en maçonnerie : étude préliminaire

Hajer REZGUI CHAABOUNI<sup>1</sup>, Sylvie YOTTE<sup>1</sup>, Mokhfi TAKARLI<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire GC2D, Université de Limoges, 17 Boulevard Jacques Derche, 19300 Egletons, France  
hajer.rezgui@unilim.fr, sylvie.yotte@unilim.fr, mokhfi.takarli@unilim.fr

---

## RÉSUMÉ.

*L'Impact Echo est une méthode de contrôle non destructif qui a fait l'objet de nombreux travaux, notamment sur les ouvrages en béton. Cette étude préliminaire, se situe dans le cadre de l'auscultation non destructive des ponts en maçonnerie. Pour pouvoir identifier d'éventuels défauts dans la maçonnerie, il faut pouvoir les différencier des éléments constitutifs de l'ouvrage (pierre, joint, remplissage). Pour cela on a recours à une simulation numérique nous permettant d'introduire dans la géométrie de façon progressive ces éléments constitutifs et enfin les défauts. Cette simulation permet de mettre en évidence des conditions géométriques et mécaniques conduisant à l'identification ou non des défauts.*

....  
....  
....  
....  
....  
....  
....

## ABSTRACT.

*Impact-Echo is a non-destructive testing method that has been subjected to a lot of work, particularly on concrete structures. This preliminary study lies within the framework of the non-destructive auscultation of masonry bridges. To be able to identify possible defects in the masonry, it is necessary to be able to differentiate them from the constituent elements of the structures (Stones, joint, filling). For that, we resort to a numerical simulation allowing us to introduce progressively in the geometry these constitutive elements and finally the defect. This simulation makes it possible to highlight geometrical and mechanical conditions leading to the identification or not of the defects.*

...  
...  
...  
...  
...

**MOTS-CLÉS :** Béton, Eléments finis, Impact-Echo, Identification des défauts, Propagation des ondes, Non-destructifs.

**KEY WORDS :** Concrete, Defaults identification, Finite Elements, Impact-Echo, Non-destructive, Wave propagation.

---

## 1. Introduction

L'Impact-Echo, initialement développé par [SAN 86], est défini comme étant une méthode d'évaluation non destructive des structures, basée sur l'exploitation des ondes de compression générées par impact. Ces ondes se propagent à travers le milieu et se réfléchissent sur les défauts internes ou les surfaces externes de la structure. La méthode Impact-Echo, illustrée par la Figure 1, peut être utilisée pour déterminer des épaisseurs et/ou localiser des fissures, des vides, et d'autres défauts dans les structures. Les déplacements de surface causés par les réflexions des ondes sur les interfaces sont mesurés par un transducteur, adjacent aux points d'impact. Les signaux résultants en fonction du temps sont transformés dans le domaine fréquentiel. Les réflexions multiples des ondes de compression entre la surface d'impact, les défauts, et/ou les surfaces extérieures donnent lieu à des résonances transitoires [SAN 97], qui peuvent être identifiées à partir des spectres de fréquences et utilisées pour évaluer l'intégrité de la structure ou pour localiser les défauts. La fréquence  $f$  de l'arrivée de l'onde  $P$ , qui est inverse au temps écoulé entre l'impact et l'arrivée de l'onde à la surface est donnée par l'équation [1], avec  $V_p$  la vitesse de propagation des ondes  $P$ ,  $P$  l'épaisseur de la structure auscultée et  $\beta$  le coefficient géométrique. La maçonnerie est un milieu plus hétérogène que le béton, et présente de multiples interfaces. Il sera donc possible de retrouver les déplacements dus aux réflexions des ondes sur ces interfaces. Les défauts recherchés sont des vides situés dans le remblai, des altérations de la pierre au niveau de l'extrados, des décollement d'éléments (fissurations à l'interface). L'objectif d'une auscultation est donc d'identifier ces défauts sans toutefois les confondre avec les signaux induits par la structure même de la maçonnerie.

$$f = \frac{\beta V_p}{2P} \quad [1]$$

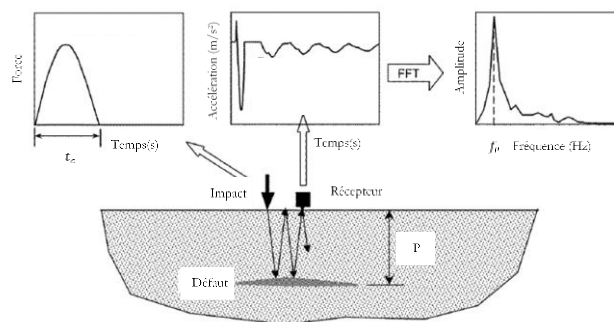


Figure 1. Principe de la méthode Impact-Echo [CAR 15]

## 2. Impact-Echo et maçonnerie

Ce papier s'inscrit dans le cadre de la thèse 'Diagnostic d'ouvrages maçonnés par méthodes soniques'. Il s'agit ici d'étudier numériquement le potentiel et les limites de la méthode Impact-Echo, pour la détection des défauts dans la maçonnerie. La méthode Eléments Finis (EF) a été explicitement utilisée pour simuler la propagation des ondes dans les milieux solides [HUA 10], [PRA 14], [SAN 86], [SAN 97], [SER 90] et a été appliquée avec succès pour étudier la réponse de la méthode Impact-Echo appliquée à des plaques en béton [PRA 14], [SAN 97], [HUA 10]. Elle a été largement utilisée pour détecter les défauts contenus dans le milieu même où l'impact a été réalisé, en d'autres termes, l'onde qui se propage sera réfléchi en premier par le défaut et ensuite par l'interface suivante. Plusieurs auteurs [SAN 97], [MAR 98], [MCC 01] et [BIT 96] s'accordent à dire que pour des longueurs d'ondes  $\lambda$  données, un défaut sera identifié à condition d'être à une profondeur supérieure à  $\lambda/2$  et avoir des dimensions latérales supérieures à  $\lambda$ .

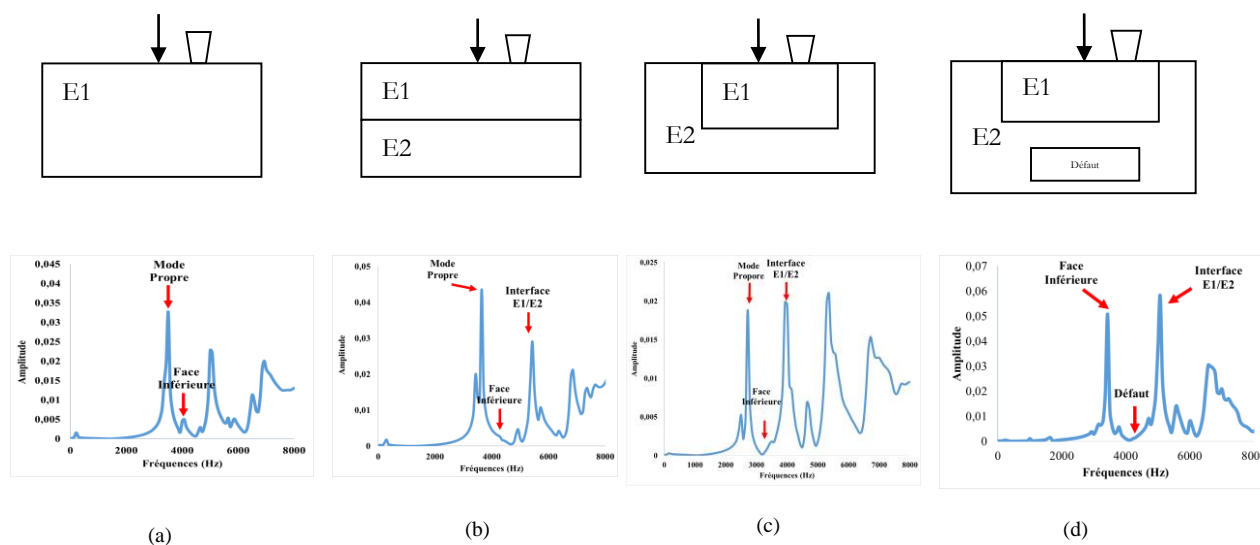
Les études précédentes ne prennent pas en compte la possibilité de présence d'une interface moins profonde que le défaut, un cas qui est fréquemment rencontré dans l'auscultation des grands ouvrages comme par exemple les ponts en maçonnerie, où une onde devrait traverser parfois plus d'une interface avant d'atteindre le défaut. Le but de cette étude sera donc, dans un premier temps, d'étudier l'influence de la position du défaut, situé à une distance  $D$  d'une interface, et de sa dimension latérale, sur sa détectabilité. Par la suite, nous étudierons l'influence de la variation des propriétés mécaniques du Milieu 1 (Milieu où l'impact et la mesure sont réalisés) et du Milieu 2 (où le défaut est situé) sur la détectabilité du défaut.

## 3. Simulation numérique

Les matériaux sont modélisés comme étant des matériaux élastiques, isotropes et homogènes. C'est une hypothèse acceptable pour les fréquences inférieures à 80kHz [SAN 97]. Le chargement est simulé sous la forme d'un demi-sinus carré [SAN 86], et la réponse mesurée à proximité du point d'impact. La Figure 2 regroupe les différentes simulations effectuées et leurs réponses respectives mesurées dans le domaine fréquentiel. Dans un premier temps, un

milieu sans interface a été simulé et ce, pour voir comment se comporte la réponse fréquentielle dans le cas le plus simple. Dans un deuxième temps une interface a été rajoutée, l'enjeu étant de voir l'influence du rapport  $E1/E2$ . Ensuite, des interfaces verticales ont été introduites, afin de voir si la présence de ces interfaces va modifier les résultats. Puis un défaut sous l'interface précédente est ajouté. Les paramètres des milieux 1 et 2 sont présentés dans le Tableau 1. Les propriétés du milieu 1 ont été maintenues constantes lors de l'étude. Le défaut, contenu dans le milieu 2, a été simulé sous forme parallélépipédique située à une distance  $D$  de la face inférieure du cube en béton (première interface), d'épaisseur  $e$  et de dimension latérale  $L$  (Figure 3).

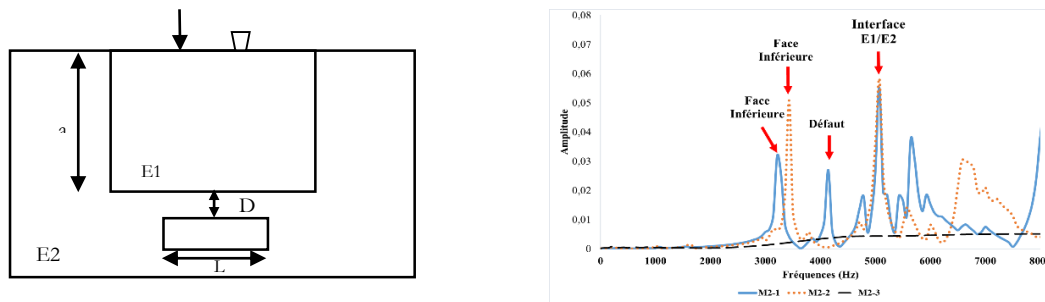
Pour les 3 configurations de la Figure 2, un rapport de  $E1/E2$  constant (égale à 0,53) a été maintenu. On cherche ici à identifier les changements dans la réponse fréquentielle induits par la géométrie. La Figure 2 (a) présente un milieu sans interface. Dans la réponse temporelle on voit apparaître un pic autour de la fréquence 3500 Hz correspondant à un mode propre (Les conditions aux limites induisent un blocage de déplacement en 3 points de la face inférieure). On s'attend aussi à avoir un pic correspondant à la face inférieure du milieu 1, autour de 4000 Hz. Ce pic est bien visible sur la réponse fréquentielle, en effet la profondeur du milieu 1 est bien supérieure à la longueur d'onde minimale, correspondant à la fréquence maximale générée par impact. Dans la Figure 2 (b) une interface a été ajoutée, on retrouve toujours le pic correspondant à un mode propre autour de 3500 Hz. On s'attend aussi à voir apparaître un pic autour de 4300 Hz correspondant à la face inférieure du milieu 2. Ce pic n'est pas visible, ce phénomène est dû à la profondeur insuffisante du milieu 2, qui est inférieure à la longueur d'onde minimale nécessaire à l'identification du défaut. On s'attend aussi avoir un 3ème pic autour de 5300 Hz correspondant à l'interface rajoutée. Ce pic est bien visible sur la réponse fréquentielle. Dans la Figure 2 (c), deux interfaces verticales ont été rajoutées. Les résultats sont similaires à ceux obtenus dans la Figure 2 (b). Les interfaces verticales ne semblent pas avoir d'influence sur les fréquences significatives de notre étude. On observe toutefois une influence sur l'amplitude des pics, ce qui signifie que l'énergie portée ces fréquences est plus faible. Dans la Figure 2 (d) un défaut a été introduit et l'épaisseur du milieu 2 a été augmentée. On s'attend donc à trois pics, un premier correspondant à la face inférieure du milieu 2, à une fréquence se situant autour de 3250 Hz. Ensuite un deuxième pic autour de 4250 Hz correspondant à la position du défaut, et enfin un pic autour de 5000 Hz correspondant à l'interface entre les deux milieux. Ici, seul le pic correspondant au défaut n'a pas pu être identifié et ce, en raison de sa profondeur. En effet, le défaut ne semble pas assez profond pour pouvoir être identifié. On peut aussi remarquer que le pic correspondant au mode propre qu'on a pu observer dans les trois configurations précédentes n'est plus visible.



**Figure 2.** Simulation de l'Impact-Echo sur différentes configurations

La Figure 3 présente les réponses fréquentielles mesurées suite à un essai Impact-Echo réalisé sur la configuration contenant un défaut (Figure 2 (d)). Ici, le quotient  $E1/E2$  a été varié comme on peut le voir dans Tableau 1 et les dimensions du problème sont maintenues constantes. Pour un quotient  $E1/E2$  égale à 0,53 et comme expliqué ci-dessus, seule l'interface entre les milieux 1 et 2 et la face inférieure du milieu 2 ont pu être identifiées. Pour un quotient  $E1/E2$  égale 0,15, on s'attend à voir ici aussi trois pics : un premier pic correspondant à la face inférieure du milieu 2 autour de 3300 Hz, ensuite un pic correspondant à la profondeur du défaut autour de 4200 Hz et enfin un pic autour de 5000 Hz correspondant à l'interface entre les milieux 1 et 2. Ces trois pics sont bien visible sur la réponse fréquentielle comme on peut le voir sur la Figure 3. On peut donc constater que la variation des propriétés mécaniques

des milieux que traverse l'onde peut à elle seule influencer les résultats de l'essai Impact-Echo. Un troisième quotient  $E1/E2$  égal à 700 a été considéré, un quotient disproportionné par rapport aux deux premiers. Néanmoins, pour ces premières simulations nous avons choisi de travailler avec des milieux représentatifs de matériaux réels qu'on peut être amené à rencontrer lors des essais in-situ. Un tel quotient ne permet pas d'avoir des résultats exploitables. En effet, aucun pic n'apparaît. Il n'y aurait pas de réflexion ni sur l'interface ni sur le défaut. Cela peut être représentatif d'un couple Béton/sable qui peut être rencontrée dans un pont en maçonnerie.



**Figure 3.** Simulation Impact-Echo sur une configuration contenant un défaut et réponses fréquentielles associées avec variation des propriétés mécaniques du milieu 2

**Tableau 1.** Différentes propriétés mécaniques du Milieu 2

Propriétés mécaniques	$E1/E2$	Module d'Young $E$ (GPa)	Masse volumique $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Coefficient de Poisson $\nu$
	-	32	2200	0.2
M2-1	0.15	210	7800	0,29
M2-2	0.53	60	2500	0,3
M2-3	700	0.046	1800	0,33

#### 4. Conclusion et perspectives

Impact-Echo est une méthode qui peut être utilisée en maçonnerie. L'étude présentée ici, montre qu'un défaut ne peut être identifié que sous certaines conditions de profondeur, et de variation relative des rigidités des matériaux constitutifs. Par la suite, l'étude paramétrique sera prolongée, en travaillant également sur le contenu fréquentiel de l'impact, les dimensions du défaut, sa profondeur, les variations relatives de rigidité des différents milieux, et le nombre de milieu traversés.

#### 5. Bibliographie

- [HUA 10] Y.-H. Huang, S.-H. Ni, K.-F. Lo, et J.-J. Charng, « Assessment of identifiable defect size in a drilled shaft using sonic echo method: Numerical simulation », *Comput. Geotech.*, vol. 37, n° 6, p. 757-768, sept. 2010.
- [PRA 14] T. Pradhan, « Finite Element Modeling of Impact-Generated Stress Wave Propagation in Concrete Plates for Non-Destructive Evaluation », Lehigh University, nov. 2014.
- [SAN 86] M. Sansalone et J. N. Carino, *Impact-Echo: A Method for Flaw Detection in Concrete Using Transient Stress Waves*. 1986.
- [SAN 97] M. Sansalone et W. Streett, *IMPACT-ECHO Non destructive Evaluation of Concrete and Masonry*. NEW YORK: Cayuga Press, 1997.
- [SER 90] F. J. Serón, F. J. Sanz, M. Kindelán, et J. I. Badal, « Finite-element method for elastic wave propagation », *Commun. Appl. Numer. Methods*, vol. 6, n° 5, p. 359-368, juill. 1990.
- [MAR 98] J. Martin, M. S. Hardy, A. S. Usmani, et M. C. Forde, « Accuracy of NDE in bridge assessment », *Eng. Struct.*, vol. 20, n° 11, p. 979-984, 1998.
- [MCC 01] D. M. McCann et M. C. Forde, « Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures », *Ndt E Int.*, vol. 34, n° 2, p. 71-84, 2001.
- [BIT 96] A. Bitri, J. Perrin, et A. Beauce, « La sismique réflexion haute résolution : principes et applications », p. 59, 1996.
- [CAR 15] N. J. Carino, « Impact Echo: The Fundamentals », *Int. Symp. Non-Destr. Test. Civ. Eng.*, 2015.
- [LYS 69] J. Lysmer et L. Kuhlemeyer, « Finite Dynamic Model for Infinite Media », 1969.



**Abstract:** A unified elastic–plastic model is presented for argillites in this paper. Emphasis is put on the description of hydromechanical behavior of argillite under saturated and unsaturated condition in compression test. Base on the experimental investigation, the material's behavior is characterized by important plastic deformation coupled with damage on the short-term scale. Furthermore, the water content has an important impact on mechanical behavior of argillite at different saturation degree. Using the unified approach proposed by Matallah and Christian La Borderie (2016), a general constitutive model is proposed for the poromechanical behavior of argillites in both saturated and unsaturated conditions. Main features observed in experiments are taken into account, particularly the elastic degradation due to microcracks, coupling between plastic deformation and induced damage and influence of water content on plastic flow on different time scales. The performance of the model is examined by simulation of plasticity tests with different hydraulic states. Finally, the model is applied to study the hydromechanical coupling in a resaturation–desaturation test.

**KEY WORDS:** Elastoplasticity, Damage, Callovo-Oxfordian Argillite, Unsaturated rock, Hydromechanics

## 1. Introduction

Stiffer sedimentary clays are widely studied as potential host geological barrier for underground repositories of high-level radioactive wastes. In France, an underground research laboratory has been constructed by the French Radioactive Waste Management Agency (Andra). It is located in one layer of hard clay formation, called Callovo–Oxfordian argillite, in the eastern France. From the excavation to subsequent backfilling/sealing of underground repository, the geological barrier will be subjected to coupled hydromechanical processes for a very long term. Getting a good knowledge on the long-term responses of rock material subjected to these coupled processes is necessary in the framework of feasibility study of underground repositories. Therefore, it is very important to have reliable and predictive constitutive models which take into account various coupling phenomena, especially the hydromechanical coupling. In the Callovo–Oxfordian argillite, it is known that water content variation affects its microstructure and mechanical properties. Such effects have been widely reported as regards uniaxial and triaxial compression tests ( Andra, 2005 ). In particular, uniaxial compression strength decreases significantly with water content rise. But, to the best of our knowledge, as regards the influence of capillary pressure upon elastic Young's modulus and its long-term behavior, few validated constitutive models are available. In the present work, a special attention is paid on the description of these two mentioned phenomena. The short-term behavior of argillites has been deeply investigated by a series of experimental programs ( Andra, 2005 ). It is generally characterized by important irreversible deformations and degradation of mechanical properties. Influence of water content on short-term behavior of argillite has also been studied ( Chiarelli, 2000; Hoxha and Auvray, 2005; Pham, 2006 ). The argillite exhibits an increase of mechanical strength and Young's modulus as well as a more important dilatancy phase with decrease of applied relative humidity. However, the emphasis of these laboratory tests is put on the influence of water saturation degree upon their multi-axial behavior. Moreover, the experimental data is so limited that it is difficult to identify clearly the general tendency of elastic properties and uniaxial compression strength in function of hydraulic state. In order to correctly capture this dependence, Zhang et al. (2010) have carried out some uniaxial compression tests under different relative humidities. The elastic properties are determined quantitatively by using the linear part of strain–stress curves.

However, the most research is limited for the saturated material and the influence of water saturation on the mechanical behavior of material is not dealt with. The emphasis of this study is put on the influence of water content on the mechanical behavior of argillite. In the first part, we present a synthesis of experimental study on the poromechanical behavior of argillite. Particular attention is paid to the coupling between the mechanical behavior and the desaturation/resaturation processes. Then, a new coupled elastoplastic damage model is proposed to describe the mechanical behavior of argillites under different water contents and loading conditions in the framework of partially saturated porous media. The constitutive model will be validated by simulating the experimental data. Finally, the proposed model is used to analyze some creep tests realized under different relative humidities. The numerical results help us to get a good understanding of the water content impact on the mechanical behavior of argillites.

## 2. Figures and table

In the framework of a feasibility study of underground nuclear waste disposal in France, the Meuse/Haute-Marne Underground Research Laboratory (URL) (Figure1) is being built in eastern France since 2000. The laboratory contains the main shaft and the auxiliary shaft. At a depth of about 490m exoerimental galleries were excavated (Rémi de La Vaissière et al. 2014).



The site of the MHM-URL is located within the Paris geological basin. The host formation consists of a clayey rock called Callovo-Oxfordian argillites, which is over- and under-laid by relatively impermeable carbonate formations. The argillaceous formation is located at a depth of approximately 400m and has a thickness of 130m. The upper part of the Callovo-Oxfordian formation is investigated during the construction of the laboratory (Chun-Liang Zhang et al. 2002).

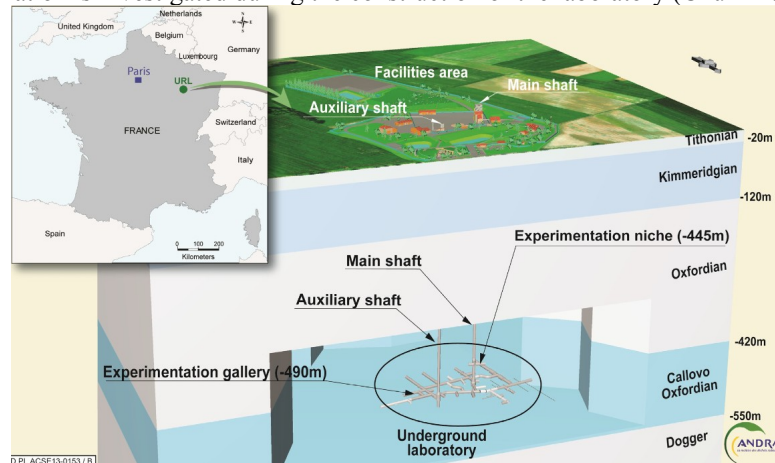


Figure 1. Meuse/Haute-Marne Underground Research Laboratory: location and geology

Core samples of 100 mm diameter and 320 mm length (Fig. 2) Zhang et al. (2004) were taken at different depths between 434 and 506 m below the surface from the drillcore of the borehole EST205 drilled at the axis of the auxiliary shaft of the MHM-URL (ANDRA, 2005)



Figure 2: Cores taken from the Callovo-Oxfordian argillite at MHM- URL

Rheological zone	A' - Upper	B'- Middle	C'- Lower
Thickness (m)	35	60	35
Density	2.42±0.05	2.42±0.05	2.46±0.05
Water content (%)	6.1±1.5	7.1±1.0	5.9±0.7
Young's modulus (MPa)	5837±2455	4723±1218	6118±1550
Uniaxial comp. strength (MPa)	27.0±9.5	19.0±3.2	21.0±3.6
Porosity (%)	17.8	18.2	16.8
Degree of saturation (%)	93	98.7	99.7
Poisson's ratio		0.29 ± 0.05	
Tensile strength (MPa)		1.0	
Biot coefficient		0.6	
fracture energy		119	

Table 1. Parameters from experiments of different Callovo-Oxfordian argillite layers

Table 1. shows the fundamental hydro-mechanical parameters of Callovo-Oxfordian argillite from plenty of experiments (Andra, 2005; Armand, 2017 et al).

### 3.Reference

[1]Matallah M, La Borderie C. 3D numerical modeling of the crack-permeability interaction in fractured concrete[C]//9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-9)

Saouma V, Bolander J, Landis E, eds. Berkeley, USA. 2016.

[2]Andra, 2005. Référentiel du site. Report of ANDRA, No. C.RP.ADS.04.0022 (in French).

[3]Chiarelli, A.S., 2000. Experimental investigation and constitutive modeling of coupled elastoplastic damage in hard argillitestones. Doctoral Thesis, University of Lille 1 (in French).

[4]Zhang, F., Xie, S.Y., Shao, J.F., 2010. Identification expérimentale de l'influence du degré de saturation sur les propriétés mécaniques des argillites. Scientific report for ANDRA, No. C.RP.OLML.10-004.

[5]Fichant S, La Borderie C, Pijaudier-Cabot G. Isotropic and anisotropic descriptions of damage in concrete structures[J]. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 1999, 4(4): 339-359.

[6]Matallah M, La Borderie C. Inelasticity–damage-based model for numerical modeling of concrete cracking[J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 2009, 76(8): 1087-1108.

[7]Armand G, Conil N, Talandier J, et al. Fundamental aspects of the hydromechanical behaviour of Callovo-Oxfordian claystone: From experimental studies to model calibration and validation[J]. *Computers and Geotechnics*, 2017, 85: 277-286.

[8]Grassl P, Fahy C, Gallipoli D, et al. A lattice model for liquid transport in cracked unsaturated heterogeneous porous materials[C]//VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Toledo, Spain. 2013.

[9]Biot M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. *Journal of applied physics*, 1941, 12(2): 155-164.

[10]Bishop R F, Hill R, Mott N F. The theory of indentation and hardness tests[J]. *Proceedings of the Physical Society*, 1945, 57(3): 147.

[11]Van Genuchten M T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils I[J]. *Soil science society of America journal*, 1980, 44(5): 892-898.

---

# Modélisation théorique et expérimentale du comportement énergétique et environnemental des matériaux de construction biosourcés

Maroua BENHALED<sup>1</sup>, Salah-Eddine OULDBOUKHITINE<sup>1</sup>, Sofiane AMZIANE<sup>2</sup>

<sup>1</sup> IUT de Montluçon, Université Clermont Auvergne, Institut Pascal BP 10448, F-63000 Clermont-Ferrand

<sup>2</sup> Université Clermont Auvergne, Institut Pascal BP 10448, F-63000 Clermont-Ferrand

---

*RÉSUMÉ. L'utilisation du béton végétal comme le béton de chanvre est devenue de plus en plus répandue dans les constructions en remplacement des matériaux classiques traités sous des procédés industriels dans un contexte environnemental critique. Le béton de chanvre est un matériau de remplissage connu pour ses propriétés hygrothermiques et environnementales ainsi que pour le confort induit par ces performances multiphysiques. L'objectif de cette étude est de quantifier l'impact de ce matériau sur les performances énergétiques du bâtiment selon une approche pluridisciplinaire. La première partie est consacrée à l'état de l'art lié aux usages du béton de chanvre et à ses performances en comparaison aux matériaux classiques du génie civil. Un travail préliminaire qui consiste en une étude bibliographique approfondie portant sur les modèles proposés dans la littérature a été également entrepris. La seconde partie est consacrée à un travail de caractérisation expérimentale sur béton de chanvre permettant d'identifier les paramètres nécessaires au modèle numérique. La troisième partie est dédiée à l'étude du comportement hygrothermique d'une paroi et d'un local en béton de chanvre soumis à des conditions climatiques statiques et dynamiques dans le but d'évaluer l'impact du matériau sur la demande énergétique ainsi que le confort des usagers.*

*ABSTRACT. The use of vegetal concrete such as hemp concrete has become increasingly widespread in buildings, in constructions replacing conventional materials treated under industrial processes in a critical environmental context. Hemp concrete is a filling material known for its hygrothermal and environmental properties as well as for the comfort induced by its multiphysical performances. The objective of this study is to quantify the impact of this material on the building's energy performance using a multidisciplinary approach. The first part is related to the state of the art on the uses of hemp concrete and its performance in comparison with traditional civil engineering materials. Preliminary work consisting of an in-depth literature review of the models proposed in the literature was also undertaken. The second part is devoted to an experimental characterization of hemp concrete allowing to identify the parameters necessary for the numerical model. The third part is dedicated to the study of the hygrothermal behaviour of a wall and a room made of hemp concrete subjected to static and dynamic climatic conditions to evaluate the impact of the material on energy demands.*

*MOTS CLES : Béton de chanvre, transfert hygrothermique, HAM, COMSOL, Impac énergétique*

*KEY WORDS : Hemp concrete, Hygrothermal transfer, HAM, COMSOL, Energy impact.*

---

## 1. Introduction

Le secteur du bâtiment affecte fortement l'environnement à travers la consommation des ressources naturelles et d'énergie. Ces consommations contribuent aux émissions de gaz à effet de serre. Une des réponses à ces préoccupations énergétiques et environnementales a été l'émergence des règlements actuels qui incitent au développement de solutions innovantes et efficaces notamment les solutions écologiques et durables. En France, on note que les labels de construction de type Haute qualité environnementale (HQE) ou plus récemment Energie Positive / Carbone négatif (E+/C-) s'imposent, tant pour les constructions publiques que privées. Par conséquence, l'intérêt porté sur les matériaux végétaux à faible impact environnemental est naturellement pertinent. Ces matériaux qui lors de la mise en œuvre et pendant leur utilisation, présentent une faible énergie grise, tout en agissant positivement sur la consommation d'énergie. Bien entendu, les mélanges chaux et chanvre sont de bons isolants en ayant un impact favorable sur le confort à l'échelle du bâtiment. Le béton de chanvre a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche. Ce matériau composite et complexe présente des propriétés hygrothermiques très intéressantes à cause de sa morphologie structurelle. En effet, l'enveloppe d'un bâtiment est en interaction constante avec l'ambiance intérieure et extérieure. Dès lors, l'analyse des performances

énergétiques d'un matériau du bâtiment passe par l'étude de son comportement hygrothermique face à des variations de la température et de l'humidité relative. Ce travail de recherche portera sur la modélisation théorique et expérimentale du comportement énergétique et environnemental du béton de chanvre.

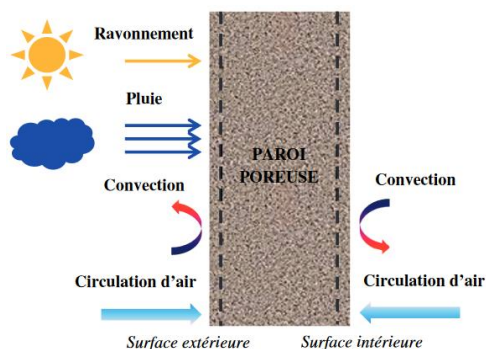
## 2. Etat de l'art

Différents travaux de recherches traitent l'efficacité et la performance de l'utilisation du béton de chanvre dans les constructions. Afin de bien caractériser ces propriétés physiques et surtout thermo-hydrigue, ces études se penchent sur trois niveaux d'échelles : Matériaux, parois et bâtiment. Le but de ces caractérisations est de comprendre leur comportement et mettre en évidence l'intérêt de son utilisation à la place des autres matériaux classiques de construction.

A l'échelle du matériau, les premières études sont portées essentiellement sur l'analyse de la morphologie structurale, induite par l'association des granulats végétaux poreux à une matrice rigide à base de chaux. Ce composite présente une forte porosité de l'ordre de 80% [Col 2004] et une densité limitée ( $300 < \rho < 600 \text{ Kg/m}^3$ ) [CER 2005]. Sa structure poreuse lui confère des propriétés hygrothermiques très intéressantes : une faible conductivité thermique ( $0.07 < \lambda_{\text{eff}} < 0.2 \text{ W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$ ) [GLO 2013] et une forte perméabilité au transfert d'humidité. D'après les études menées par Collet et al [COL 2014], la conductivité est fortement influencée par la formulation et la densité des matériaux en plus de l'état hydrique au moment de mesure. En raison de la forte porosité, le béton de chanvre présente 3 phases (liquide, gaz et solide) pouvant se présenter en même temps (cas non saturé). Les transferts de chaleur dans les milieux humides auront lieu simultanément. Cependant, la difficulté d'évaluer la réponse hygrothermique réside dans le couplage des transferts de masse et de chaleur.

D'autre part, les phénomènes mis en jeu à l'échelle microscopique sont à la base des phénomènes impliqués à l'échelle macroscopiques. A cette échelle de la paroi, des analyses expérimentales et des modélisations numériques ont été menées afin d'évaluer le comportement hygrothermique d'une paroi en béton de chanvre sous des conditions de température et d'humidité relative contrôlées [LEL 2015] [AIT 2013]. En faveur de ces expériences, le béton de chanvre montre son pouvoir de « stockage tampon » et sa capacité d'atténuer les oscillations de l'humidité relative extérieure et de réduire la consommation énergétique. Ait et al [AIT 2012] a mis en évidence l'importance de prendre en compte le phénomène de l'hystérésis dans les transferts couplés de chaleur et de masse.

La prise en compte du transfert couplé de chaleur et d'humidité dans l'enveloppe a une influence directe sur la demande énergétique du bâtiment. De ce fait, différents modèles ont décrit le transfert hygrothermique au niveau d'une paroi ainsi que le couplage avec l'ambiance habitable, puis les ont validé en utilisant des outils de validation variés HAM (Heat, Air and Moisture) [AIT 2013] [TRA 2013]. Une stratégie a été adoptée pour suivre l'évolution de la température et l'humidité dans le mur en béton de chanvre en utilisant des capteurs instrumentés dans différents endroits et à la proximité de mur-test [LEL 2015]. Cette paroi est soumise à des sollicitations en T (°C) et HR (%) contrôlées similaires à l'ambiance réelle (intérieure et extérieure) (Fig. 1). Les changements climatiques sont imposés par une enceinte bi-climatique (Fig. 2 cellule utilisée dans le cadre de cette étude). Yates [YAT 2002] a conclu que pour deux différents bâtiments sous les mêmes conditions, la température du bâtiment en béton de chanvre est 1 °C plus élevée en comparaison avec une maison en brique. Maalouf et al [MAA 2013] a montré que le béton végétal dans les bâtiments induit une surchauffe dans le milieu habitable pendant l'été.



**Fig.1** Conditions aux limites extérieures et intérieures d'une paroi [AIT 2013]



**Fig.2** La cellule thermique bi climatique IUT Allier et Institut Pascal

### 3. Approche numérique et expérimental

De nombreux travaux ont été consacrés à la modélisation des transferts de chaleur et de masse au sein de la paroi en béton végétal soumise à des variations externes de températures [COL 2004] [AIT 2011] [LEL 2015]. En revanche, peu de recherches ont été réalisées afin d'évaluer l'impact de ce matériau sur les performances énergétiques du bâtiment en traitant le confort dans le milieu habitable. Ce travail de recherche portera sur une analyse expérimentale et numérique à l'échelle de la paroi et du bâtiment. Par ailleurs, une amélioration du modèle HAM [AIT 2013] sera mise en œuvre sur le logiciel Comsol multiphysics en intégrant le paramètre de pression, la convection, la thermo-migration de la phase liquide et de l'hystérésis en régime dynamique (influence de la température sur les isothermes de sorption). Ce modèle permet d'appréhender l'influence de ces paramètres sur les transferts hygrothermiques ainsi que sur la demande énergétique. Des campagnes de mesures vont être également réalisées sur des constructions végétales pour valider les modèles développés et quantifier par la suite l'impact énergétique du matériau à base de chanvre sur les besoins énergétiques en chauffage et climatisation. Dans ces travaux, le modèle mathématique adopté est celui développé par [ABA 2012].

### 4. Présentation du modèle de HAM

Selon [ABA 2012], les équations de conservation de masse et d'énergie sont décrites pour toutes les phases considérées. En se basant sur quelques hypothèses simplificatrices, les équations sont définies en fonction des moteurs de transferts donnés par : la teneur en eau, la température et la pression totale. Les équations de bilan d'énergie et de masse pour chaque phase en présence sont établies. L'équation du bilan de la phase liquide (1), de la phase vapeur (2), le bilan d'air sec (3) et le bilan d'énergie (4), sont définies par les formulations locales suivantes.

$$\frac{\partial u_l}{\partial t} = -\text{div}(j_l) + \dot{m} \quad [1]$$

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = -\text{div}(j_a) \quad [3]$$

$$\frac{\partial u_v}{\partial t} = -\text{div}(j_v) - \dot{m} \quad [2]$$

$$c\rho_s \frac{\partial T}{\partial t} = -\text{div}(j_q) - h_v \dot{m} \quad [4]$$

La densité du flux de chaleur s'exprime donc par :

$$j_q = -\lambda \nabla T + h_l j_l + h_v j_v$$

Avec :

$u_l, u_v, u_a$  [kg/m<sup>3</sup>] sont les teneurs en eau liquide, vapeur et air sec, respectivement. Elle est donnée aussi par la relation  $u = \omega \cdot \rho$ .

$j_i$  [kg/m<sup>2</sup>s] est la densité du flux massique de la phase  $i$  ( $i = v$  pour la phase vapeur,  $i = l$  pour la phase liquide et  $i = g$  pour la phase gazeuse),

$-\rho_s$  [kg/m<sup>3</sup>] est la masse volumique à l'état sec de l'échantillon

$-\dot{m}$  [kg/m<sup>3</sup>s] est le taux de changement de phase,

$-C$  [J/kg.K] est la capacité thermique du matériau,

$-j_q$  [J/m<sup>2</sup>s] est la densité du flux de chaleur,

$-h_v$  [J/kg] est l'enthalpie massique

$-\omega$  [kg/kg] est la teneur en eau,

$-T$  [K] est la température

$-\lambda$  : La conductivité thermique

Pour affiner ce modèle, diverses caractérisations expérimentales des matériaux de béton de chanvre à base des liants minérales vont être effectuées.

### 5. Conclusion

Le béton de chanvre est un matériau de plus en plus préconisé dans les nouvelles constructions. Ce composé chaux /chanvre a de nombreux atouts, notamment son faible impact environnemental tout au long de son cycle de vie. Ce matériau est fortement hygroscopique en raison de sa porosité élevée qui lui confère un bon pouvoir

d'isolation ainsi que la capacité de modérer l'ambiance habitable en humidité relative. Cependant, le contact avec un environnement non contrôlé, peut fortement impacter les principales caractéristiques. Les transferts à travers la paroi sont également influencés par les conditions aux limites. L'objectif de ce travail est donc d'étudier à l'échelle de la paroi les phénomènes de transferts hygrothermique en s'appuyant sur des résultats d'expérimentations réalisées en ambiance contrôlée. Un modèle de transferts sera développé dans le but de reproduire les phénomènes de transfert hygrothermique ainsi que des interactions ambiance /paroi.

## 6. Bibliographie

- [ABA 2012] Abahri, K. Modeling of coupled heat, air and moisture transfer in porous building materials. La Rochelle University » 2012.
- [AIT 2011] Aït Ouméziane Y. Bart M. Moissette S. Lanos C., « Modélisation du transfert d'air, de masse et de chaleur aux travers de parois multicouches », Actes du X<sup>ème</sup> Colloque Interuniversitaire Franco-Québécois (CIFQ 2011), Chicoutimi, Canada, 20-22 juin 2011.
- [AIT 2012] Aït Ouméziane Y., Moissette S., Bart M., Lanos C., "Effect of coating on the hygric performance of a hemp concrete wall", Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Building Physics Conference IBPC 2012, Kyoto, Japon, 28-31 mai 2012 .
- [AIT 2013] Ait Oumeziane. Y Evaluation des performances hygrothermiques d'une paroi par simulation numérique : application aux parois en béton de chanvre 2013.
- [CRA 1996] Crausse P., Laurent J.P. & Perrin B., (1996). Influence des phénomènes d'hystérésis sur les propriétés hydriques de matériaux poreux : Comparaison de deux modèles de simulation du comportement thermohydrigue de parois de bâtiment. *Revue Générale de Thermique*, 35(410), pp.95-106.
- [CER 2013] CERESO.V Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d'un matériau à base de particules végétales : approche expérimentale et modélisation théorique, 2005.
- [COL 2004] Collet F. Caractérisation hydrique et thermique de matériaux de génie civil à faibles impacts environnementaux, thèse de doctorat, Université de Rennes 1, 2004..
- [COL 2014] COLLET. F PRETOT.S Thermal-conductivity of hemp concretes Variation with formulation, density and water content 2014.
- [GOL 2013] Patrick Glouannec. Thomas Pierre · Thibaut Colinart · Measurement of Thermal Properties of Biosourced Building Materials.
- [LEL 2015] Lelievre. D Simulation numérique des transferts de chaleur et d'humidité dans une paroi multicouche de bâtiment en matériaux biosourcés 2015.
- [MAA 2013] C.Maalouf.D. Tran Le S.B.Umurigirwa M.Lachia O.Douzane :Study of hygrothermal behaviour of a hemp concrete buildingenvelope under summer conditions in France 2013.
- [TRA 2013] Trabelsi, A., Belarbi, R., Abahri, K., and Qin, M. (2013). Reply on the comments regarding the paper "Assessment of temperature gradient effects on moisture transfer through thermogradient coefficient." *Build. Simul.* 6, 109–110.
- [YAT 2002] YATES, T. : Final Report on the Construction of hemp houses at Haverhill, Suffolk ,Client report number :209-717 Rev.1, pp. 48, 13 th August 2002.

# Pollution par précipitation des carbonates de calcium des eaux saumâtres selon les zones de métastabilité

A.Louadj<sup>1</sup>, M.W Naceur<sup>1</sup>, H. Elfil<sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Laboratory of applications of hydrogen, University of Saad Dahlab- Blida-Algeria*

<sup>2</sup> *University of Gabes - Tunisia*

*E-mail: louadjamel@yahoo.fr*

---

RÉSUMÉ. Les substances en suspension, véhiculées par les eaux, sont susceptibles de former des dépôts. L'origine de ces dépôts correspond toujours à une remise en cause des équilibres chimiques en solution. Le dépôt de carbonate de calcium constitue un problème majeur, l'utilisation des anti-tartres peut être efficace mais elle engendre des effets indésirables vis-à-vis à l'environnement, l'économie et l'énergie consommée. L'étude de ces problèmes nous amène à "l'équilibres calco-carboniques". De nombreux facteurs régissent cet équilibre, une modification de certains paramètres tels que le pH, la concentration en CO<sub>2</sub> dissous ou la température peut provoquer la rupture de l'équilibre calco-carbonique et entraîner le phénomène d'entartrage. La sursaturation de la solution est calculée en fonction de la dureté et le pH de l'eau, ce qui a permis de limiter les différentes zones de corrosion, entartrage, ainsi que la phase métastable. La phase métastable se caractérise par une solution sursaturée qui permet au carbonate de calcium de préserver un statut de non apparition de cristal. La majorité des méthodes d'estimation du caractère incrustant de l'eau évalue sa composition par rapport aux conditions d'équilibre thermodynamique de la forme la plus stable qui est la calcite, alors que la présence des précurseurs de germination, le CCA ou le CCM est indispensable à toute précipitation pour des sursaturations supérieures à  $6,4 \cdot 10^{-8}$ , ces précurseurs déterminent le type de la germination, soit elle est d'une prédominance homogène ou bien hétérogène. La méthode du pH critique nous permet de suivre l'évolution de la germination et le calcul de l'indice de saturation de langelier modifié (MLSI) selon les précurseurs de la germination.

*MOTS-CLÉS: Equilibre calco-carbonique, MLSI, phase métastable, précipitation, pH critique.*

---

ABSTRACT- Suspended substances, carried by water, can form deposits. The origin of these deposits always corresponds to a questioning of the chemical equilibrium in solution. Deposition of calcium carbonate is a major problem, the use of anti-scale can be effective but it generates adverse effects vis-à-vis the environment, economy and energy consumed. The study of these problems leads us to "calco-carbon balances". Many factors govern this balance, a modification of certain parameters such as the pH, the concentration of dissolved CO<sub>2</sub> or the temperature can cause the rupture of the calco-carbonic equilibrium and lead to the phenomenon of scaling. The supersaturation of the solution is calculated according to the hardness and the pH of the water, which made it possible to limit the different zones of corrosion, scaling, as well as the metastable phase. The metastable phase is characterized by a supersaturated solution that allows calcium carbonate to maintain a non-crystal appearance status. The majority of methods for estimating the encrusting character of water evaluate its composition with respect to thermodynamic equilibrium conditions of the most stable form which is calcite, while the presence of germination precursors, CCA or CCM is essential for any precipitation for supersaturations higher than  $6.4 \cdot 10^{-8}$ , these precursors determine the type of germination, either it is of a homogeneous or heterogeneous predominance. The critical pH method allows us to follow the evolution of germination and the calculation of the modified lamb saturation index (MLSI) according to the precursors of germination.

*KEYWORDS: Calco-carbonic equilibrium, MLSI, Metastable phasis, Precipitation, Critical pH.*

---

## 1. Introduction

Les eaux sont généralement chargées en éléments minéraux, gazeux et organiques. Les ions de calcium (Ca<sup>2+</sup>), de carbonate (CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>) et de bicarbonate (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>) constituent les éléments essentiels de "l'équilibre calco-

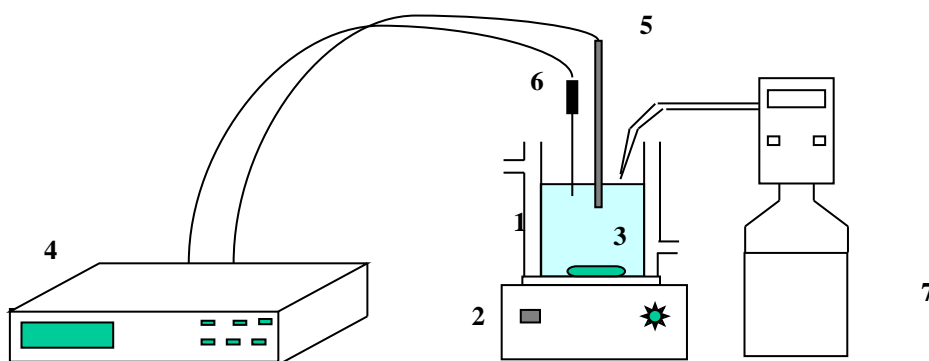


carbonique". Cet équilibre peut être rompu à tout moment par différents paramètres conduisant ainsi à la précipitation d'un ou plusieurs sels minéraux. Ces sels forment souvent des dépôts cristallins qui adhèrent aux parois, appelés tartre. La chimie de l'eau joue le rôle majeur dans la formation de ce tartre dont la cinétique est accélérée avec la température et la variation du pH [HAD 01]. La rupture de ces équilibres par des variations physico-chimiques affecte certains éléments contenus dans l'eau qui peuvent atteindre leurs limites de solubilité[EIN 02], ce qui conduit à l'entartrage, ce dernier est caractérisé par l'apparition de fines particules solides qui peuvent grossir, se rassembler ou se fixer sur les parois pour donner le futur cristal [EIN 03].

## 2. pH critique

La méthode du pH critique est basée sur l'apport des ions  $\text{OH}^-$  par l'ajout successif d'une base forte (NaOH) à une solution calco-carbonique pour provoquer la précipitation de  $\text{CaCO}_3$ . La variation du pH en fonction de la quantité de soude ajoutée, donne une courbe de titrage qui se décompose en deux phases. Dans un premier temps, le pH augmente conséquemment à l'ajout de base sans qu'aucun signe de précipitation ne soit observable[MAU 01]. Dans un deuxième temps, la précipitation débute, le pH décroît, bien que l'ajout de la solution de NaOH soit prolongé. Cette diminution du pH est induite par la formation de carbonate de calcium pour compenser la fraction en excès qui vient de précipiter. Le pH critique noté  $\text{pH}_c$  correspond au pH maximum atteint avant que le titrage n'entre dans sa deuxième phase. Cette valeur dépend énormément des conditions opératoires (température,  $\text{P}_{\text{CO}_2}$  équilibre, sursaturation de la solution, et la vitesse de l'ajout de NaOH) [ARG 00].

La solution considérée contient une certaine quantité de  $\text{CO}_2$  agressif, elle n'est pas entartrante à l'état initial mais, si le  $\text{CO}_2$  agressif s'échappe, elle peut le devenir. Généralement la perte de  $\text{CO}_2$  agressif se fait par dégazage à l'air atmosphérique. Avec la méthode du pH critique, ce  $\text{CO}_2$  est neutralisé par l'apport des ions  $\text{OH}^-$ . A pH basique le  $\text{CO}_2$  se transforme en  $\text{HCO}_3^-$ , qui lui-même commence à se transformer en  $\text{CO}_3^{2-}$  à partir de pH = 8. Le montage utilisé est représenté dans la Figure 1.

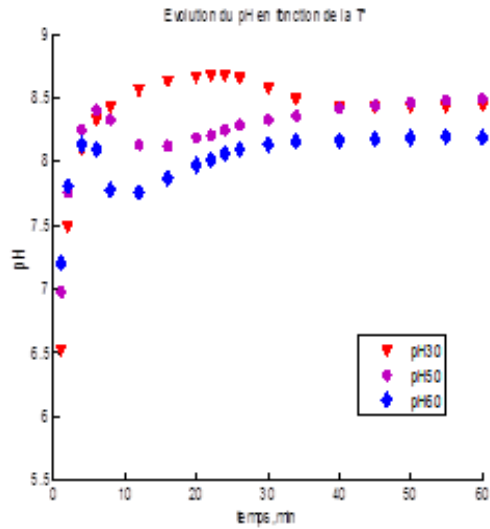


**Figure 1.** Dispositif Expérimental de la méthode du pH critique

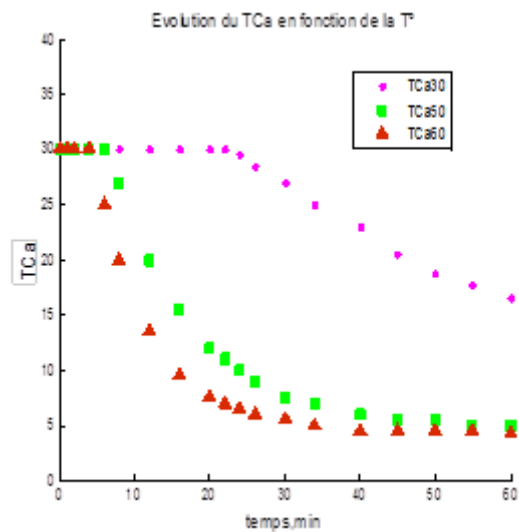
Avec :

1- Réacteur à double paroi ; 2- Agitateur magnétique ; 3- Barreau aimanté ; 4- pH mètre ; 5- Electrode pH ; 6- Sonde de température ; 7- Burette digitale pour l'ajout de la soude.

Donc, l'ajout de NaOH fait augmenter le produit d'activité ionique IAP «  $(\text{Ca}^{2+}) \cdot (\text{CO}_3^{2-})$  ». De la solution qui se traduit par une forte sursaturation. La solution considérée devient entartrante et la précipitation se déclenche plus ou moins rapidement provoquant la chute du pH, comme le montre les Figures 2 et 3.



**Figure 2.** Evolution du pH en fonction du temps durant la précipitation



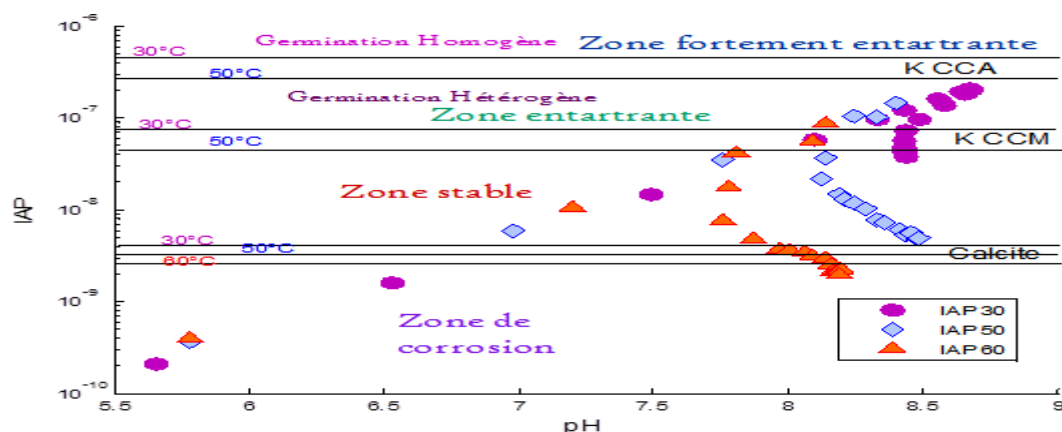
**Figure 3.** Evolution du TCa en fonction du temps durant la précipitation

### 3. Phase métastable

Le dépassement du produit de solubilité est une condition nécessaire pour la formation d'une phase solide, mais elle n'est pas suffisante, puisque la sursaturation devrait atteindre une certaine valeur pour qu'une nucléation spontanée puisse se déclencher. Quand une solution sursaturée permet au carbonate de calcium de préserver un statut de non apparition de cristal, ce statut est appelé la phase métastable [EIN 02].

L'existence de la zone métastable dans la précipitation du carbonate de calcium est un fait expérimental, cependant les limites de cette zone ne sont pas encore approuvées [LEV 96]. Pour certains auteurs, cette zone est définie comme étant la région localisée entre les courbes de solubilité et de super solubilité [MAB 94]. Des travaux récents [BLU 92] ont montré le rôle important qui joue les formes hydratées dans le processus de

germination du carbonate de calcium. En effet, la germination spontanée ne peut avoir lieu que si l'une des formes hydratées, appelées précurseur, est apparue. Si l'état de sursaturation ne mène pas à la formation de l'un de ces précurseurs, le système reste en état de métastabilité [END 78]. C'est à dire qu'une sursaturation du système calco-carbonique par rapport aux formes anhydres est insuffisante pour déclencher une germination spontanée du  $\text{CaCO}_3$ . Récemment cette zone de métastabilité du système calco-carbonique a été délimitée, elle se situe entre le produit de solubilité de la calcite et celui de  $\text{CaCO}_3, \text{H}_2\text{O}$  [FER 05]. Il est devenu évident que les formes hydratées du carbonate de calcium constituent des précurseurs indispensables à toute germination spontanée, et toute précipitation d'une de ces formes est responsable de la destruction de la métastabilité du  $\text{CaCO}_3$ . La Figure 4. Illustre la démarcation de la zone métastable dans le système «  $\text{CO}_2\text{-H}_2\text{O-CaCO}_3$  »



**Figure 4.** Démarcation de la zone métastable pour le système “ $\text{CaCO}_3\text{-CO}_2\text{-H}_2\text{O}$ ”

Le produit d'activité ionique IAP qui relie l'activité des ions de calcium et les ions de carbonates, indique l'état de l'eau, agressive, en équilibre ou entartrant. L'eau est agressive quand le produit d'activité ionique est inférieur au produit de solubilité de la forme la plus stable thermodynamiquement qui est la calcite.

Cet état est caractérisé par un pH faible, une pression partielle forte de dioxyde de carbone et une très faible activité des carbonates. L'indice de saturation de Langelier modifié dans ce cas est négatif. L'eau est équilibrée pour des valeurs de produit d'activité ionique comprises entre le produit de solubilité de la calcite et celui de carbonate de calcium monohydrate. Cette eau est caractérisée par un pH neutre, une pression partielle de  $\text{CO}_2$  faible, une activité des carbonates faible et un indice de saturation aux environs de zéro.

Par contre l'eau est incrustante pour des valeurs de produit d'activité ionique supérieures au produit de solubilité de carbonate de calcium monohydrate, cette eau est caractérisée par des valeurs élevées de pH, très faible pression partielle de  $\text{CO}_2$  et une activité élevée des carbonates, cette dernière après avoir atteint un maximum, le produit de solubilité de carbonate de calcium monohydrate sera atteint, d'où le début de la précipitation qui est traduit par la diminution de l'activités des calcium et des carbonates afin de former le futur cristal. Dans ce cas c'est la germination hétérogène qui prédomine vu le degré de sursaturation qui n'est pas très élevé. Cependant, pour des valeurs de produit d'activité ionique supérieur au produit de solubilité de carbonate de calcium amorphe, la germination est homogène vu le degré de sursaturation très élevé. Après la formation du germe, la croissance se fait par le gradient de concentration.

#### 4. Conclusion

Le calcul du produit d'activité ionique et la sursaturation sont nécessaires pour donner une idée sur l'état de l'eau vis-à-vis l'entartrage. Les activités de  $\text{H}^+$ ,  $\text{HCO}_3^-$  et  $\text{P}_{\text{CO}_2}$  ont diminué avec l'augmentation du pH ; La précipitation n'a déclenché que pour une valeur du pH proche de 8,68 à une Température de 30°C ; Pour une Température de 50°C, la précipitation commence à une valeur du pH= 8,4 et une valeur d' IAP de  $3,5 \cdot 10^{-8}$ .

#### 5. Bibliographie

- ARGYRON M., « Impact of desalination plant on marine macrobenthos in the coastal waters of Dehkelia bay », *Cyprus, Internal Report*, (2000).
- BLUST R., « Effect of salinity on the uptake of cadmium by the brine shrimp *Artemia Franciscana* », *Mar,Ecol, Progr, series*, Vol. 84,(1992), p.245-254.
- EINAV R., LOKIEC F., « Environmental aspects of a desalination plant in Ashkelon », *Desalination*, Vol. 156,(2003), p. 79-85.
- EINAV R., HARUSSI K., PERRY D., « The footprint of the desalination on processes on the environment », *Desalination*, vol. 152,(2002), p.141-154.
- ENDEAN R., « Pollution of coral reefs. In: Fifth FAO/ SIDA workshop on aquatic pollution in relation to protection of living resources », *FAO publication*, (1978), p.343-365.
- FERNANDEZ- TORQUEMADA Y., SANCHEZ- LIZASO J.L., « Effects of salinity on leaf growth and survival of the Mediterranean seagrass *Posidonia oceanica* (L.)Delile », *Journal of Experimental Marine Biology and Ecology*, (2005).
- HADEF R., HADEF A., « Le déficit d'eau en Algérie: une situation alarmante », *Desalination*, Vol. 137,(2001), p.215-218.
- LEVINTON J.S., « Marine biology function. Biodiversity. Ecology. Oxford university Press», *New York, USA*, (1996), p.462
- MABROOK B., « Environment impact of waste brine disposal of desalination plants, Red Sea, Egypte », *Desalination*, Vol. 97,(1994), p. 453-465.
- MAUREL A., « Dessalement de l'eau de mer et les eaux saumâtres et autres procédés non conventionnels d'approvisionnement en eau douce », *Lavoisier Tec et Doc*, (2001).

---

# Propriétés acoustiques des bétons biosourcés à base de chanvre et de liant chaux ou argile

Arthur Hellouin de Menibus<sup>1,2</sup>, Matthias Degrave-Lemeurs<sup>1,2</sup>, Philippe Glé<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Eco-Pertica, Hôtel Buissonnet, 61340 Perche-en-Nocé - arthur.hdm@ecopertica.com

<sup>2</sup> Association Nationale des Chanvriers en Circuits Courts, 79500 Melle- matthias.l@ecopertica.com

<sup>3</sup> CEREMA Est, Laboratoire Régional de Strasbourg, 67035 Strasbourg - philippe.gle@cerema.fr

---

## RESUME

*Cette étude expérimentale et de modélisation porte sur l'étude des performances acoustiques des bétons de terre-chanvre et de chaux-chanvre, utilisés pour l'isolation thermique des bâtiments. Cet article ne détaille que le volet expérimental. Le comportement acoustique est similaire quelque soit le type de liant, avec notamment un fort impact de la concentration de chanvre. Une classification du comportement acoustique de ces bétons biosourcés est proposée en terme de masse volumique. Celle-ci peut-être utilisée par des professionnels du bâtiment pour évaluer ou optimiser les performances acoustique du chaux-chanvre ou du terre-chanvre.*

## ABSTRACT.

*This experimental and modelling study provides a general overview of the acoustical performance of hemp-lime and hemp-clay for building thermal insulation at the material scale. This paper is focused on the experimental results. Hemp-clay and hemp-lime behave acoustically in a similar way. In both cases, the concentration of hemp in a mix has a first order effect on the acoustical performance. A classification is finally proposed in terms of density to be used as a general guideline to evaluate or optimize the acoustical performances of hemp-based concrete.*

*MOTS-CLÉS: Eco-construction, acoustique, isolation thermique, terre-crue, chaux, chanvre*

*KEYWORDS: Eco-construction, acoustical properties, thermal insulation, clay, lime, hemp*

---

## 1. Introduction

Pour réduire les impacts environnementaux liés au secteur du bâtiment, il est nécessaire d'optimiser le cycle de vie (construction - service - fin de vie) mais aussi d'améliorer sa résilience. On peut utiliser des matériaux ne générant aucun déchets en fin de vie nécessitant une mise en décharge ou une quantité importante d'énergie. Car même si un matériau qui génère des déchets est techniquement recyclable, il faut assurer une collecte efficace et économiquement viable en fin de vie. Puis, assumer le coût économique associé, ainsi que celui lié à la gestion des flux qui ne seront pas collectés et qui finiront enfouis. La cohérence du cycle de vie peut également être améliorée, en utilisant des matériaux locaux pour limiter l'impact carbone liés aux transports.

Le chaux-chanvre est un des bétons biosourcés les mieux connus pour l'isolation thermique. Remplacer la chaux par de la terre-crue permet d'utiliser des matériaux exclusivement locaux, réduit l'impact environnemental en construction (pas de cuisson) et en fin de vie (pas de concassage).

L'acoustique n'est généralement pas une priorité attendue pour un matériau, mais près de 80% des personnes se sentent aujourd'hui concernées par les nuisances sonores. Le comportement des mélanges de liant - granulats végétaux est atypique par rapport aux matériaux plus classiques, avec notamment une microstructure composée de plusieurs échelles de porosité.

La présente étude expérimentale et de modélisation a été menée pour comprendre le comportement acoustique du terre-chanvre, et le comparer à celui du chaux-chanvre. Elle a été réalisée dans le cadre du projet de recherche ECO-TERRA « développement d'ECOMatériaux en TERRE Allégée pour des constructions écologiques performantes ». Ce résumé présente le volet expérimental en donnant les grandes lignes de la démarche et les principaux résultats. Davantage de détails peuvent être trouvés dans l'article publié [DEG18].

## 2. Procédures expérimentales

### 2.1. Matériaux

Deux terres jugées convenables pour construire en terre-allégée par des maçons ont été utilisées. La terre 1 contient 37 % d'argile moyennement active. La terre 2 contient 6 % d'argile très active (gonflante). Malgré leur activité au bleu similaire (2,47 et 2,20 respectivement), ces deux terres sont bien différentes.

La chènevotte provient de Normandie. La granulométrie a été caractérisée par analyse d'image. La masse volumique est de 91 kg/m<sup>3</sup> selon une procédure de mesure par renversement. Le taux de poussière est de 0,3 %. Enfin, le taux de fibre est de 3,9 %, principalement des fibres courtes de longueur inférieures à 2 cm.

Une centaine d'échantillons de terre-chanvre ont été fabriqués par banchage. Les variables sont la quantité d'eau dans la barbotine, le type de terre, la proportion en masse de chanvre (25 - 30 - 40 %) et le niveau de compaction, de « faible » (la matière est placée dans les moules) à « fort » (la matière est compactée manuellement au plus fort niveau possible). Les masses volumiques sèches couvrent la plage 192 - 348 kg/m<sup>3</sup>, avec une répétabilité de 2 % entre plusieurs échantillons d'une même formulation. Des premières mesures avaient été réalisées dans une campagne précédente, jusqu'à 550 kg/m<sup>3</sup>, et sont intégrées à l'analyse.

### 2.2. Méthodes

Trois appareils de mesures ont été utilisés : un tube de Kundt, un résistivimètre à air et un porosimètre à air. Le processus d'analyse des mesures (figure 1) permet d'identifier le coefficient d'absorption acoustique ( $\alpha$ ) et l'indice d'affaiblissement (TL), puis les 4 paramètres matériaux qui induisent le comportement acoustique :

- La résistivité à l'air ( $\sigma$ ) caractérise la résistance au passage de l'air dans le matériau.
- La tortuosité ( $\alpha_\infty$ ) traduit la sinuosité du « chemin » formé par les pores par rapport à un « chemin » direct suivant la normale de la surface, ou dit autrement, la longueur que doit parcourir l'onde acoustique dans le matériau entre les deux surfaces.
- La porosité acoustique ( $\Phi_{ac}$ ) est comparée avec les différentes porosités réelles de la microstructure, pour identifier celle responsable du comportement acoustique. La porosité ouverte ( $\Phi_{open}$ ) est mesurée avec le porosimètre à air, et la masse volumique apparente du matériau est mesurée. La porosité interparticules ( $\Phi_{inter}$ ) est estimée à partir de la concentration et la masse volumique apparente de la chènevotte et de la terre.

- La longueur visqueuse caractéristique ( $\Lambda$ ) est liée aux effets de dissipation visco-inertielle dans le matériau et correspond à une taille moyenne des rayons d'étranglement au sein d'un « chemin » de porosité ouverte reliant les deux surfaces.

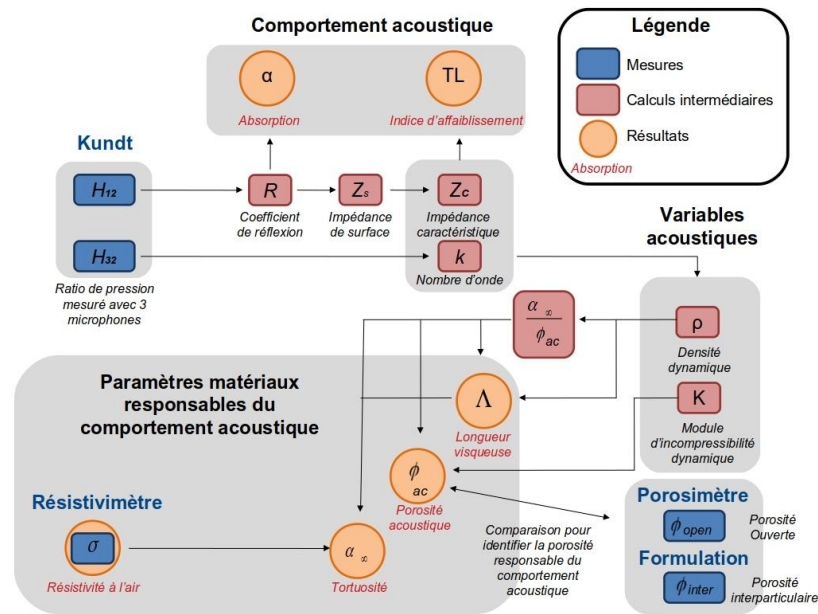


Figure 1: démarche d'analyse des mesures acoustiques

### 3. Résultats

Le terre-chanvre (présente étude) et le chaux-chanvre (résultats issus de [GLE13]) se comportent de manière similaire en acoustique. Plus les matériaux sont lourds, plus le pic d'absorption diminue et plus d'indice d'affaiblissement augmente (figure 2 et 3). Jusqu'à 375 kg/m<sup>3</sup>, le matériau est très absorbant. Entre 375 et 500 kg/m<sup>3</sup>, l'absorption diminue mais le comportement présente une forte variabilité. Au-delà de 500 kg/m<sup>3</sup>, l'absorption est faible mais l'indice d'affaiblissement (TL) augmente. Le type de terre ou la viscosité de la barbotine n'ont pas d'effet. Quelques différences existent néanmoins entre terre-chanvre et chaux-chanvre. Le chaux-chanvre présente un pic d'absorption un peu plus étroit (figure 2) et une résistivité à l'air plus faible pour une masse volumique donnée (figure 3).

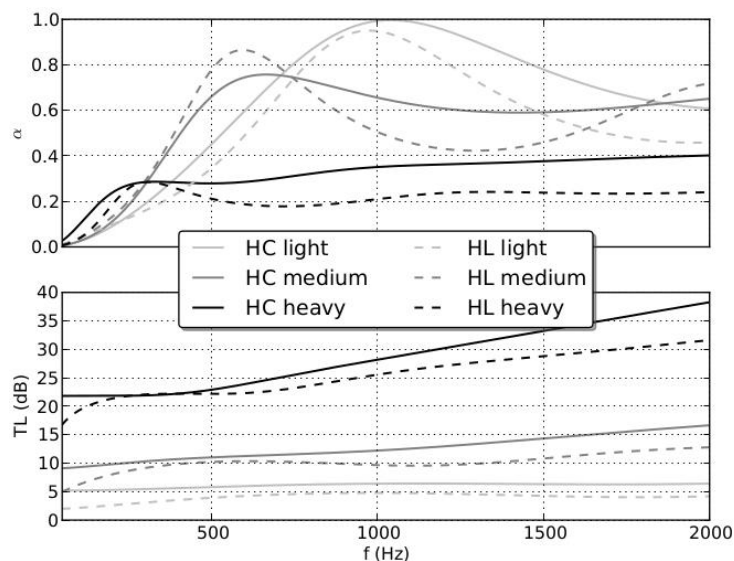


Figure 2: absorption acoustique ( $\alpha$ ) et indice d'affaiblissement (TL) du terre-chanvre (HC pour Hemp Clay) et du chaux-chanvre (HL pour Hemp Lime) selon la masse volumique (light ~ 180 kg/m<sup>3</sup> – heavy ~ 470kg/m<sup>3</sup>)



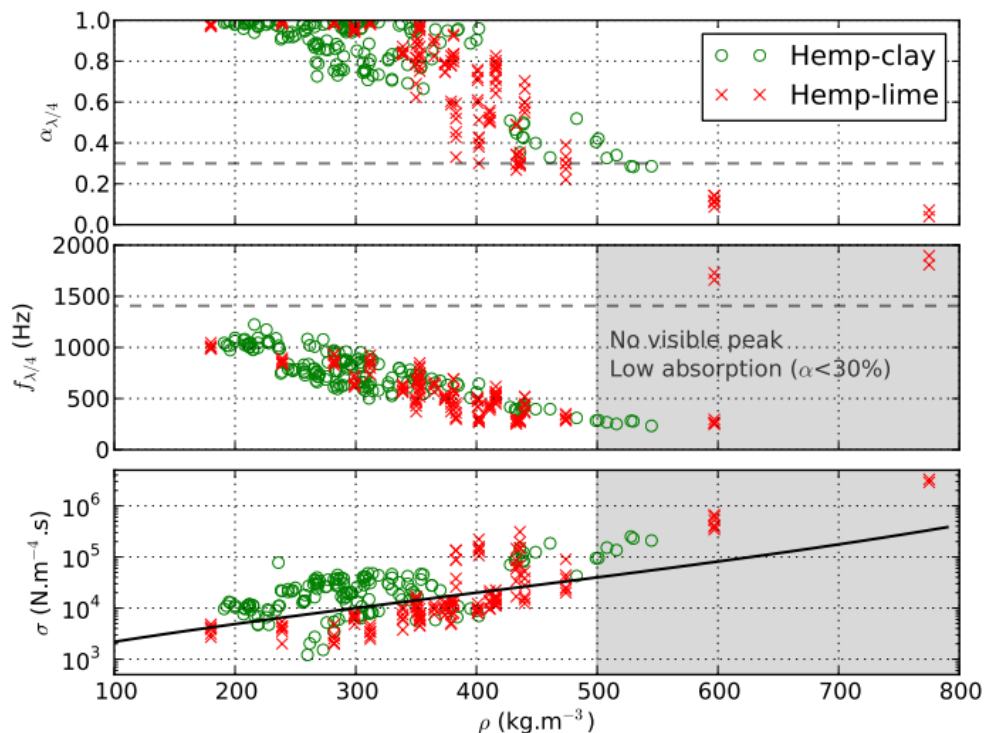


Figure 3: amplitude ( $\alpha\lambda/4$ ) et position en fréquence ( $f\lambda/4$ ) du premier pic d'absorption, et résistivité à l'air ( $\sigma$ )

#### 4. Conclusion

Le terre-chanvre et le chaux-chanvre ont un comportement acoustique similaire, avec une forte absorption en-deçà de  $375 \text{ kg/m}^3$ , une transition entre  $375$  et  $500 \text{ kg/m}^3$ , puis une faible absorption au-dessus de  $500 \text{ kg/m}^3$ . Ce résultat peut être utilisé comme guide par les professionnels de l'éco-construction pour mieux comprendre et optimiser leur béton biosourcé selon les performances acoustiques souhaitées.

#### 5. Remerciements

Les auteurs remercient Annick Lalloret and Erwan Hamard (IFSTTAR) pour les analyses des terres, ainsi que les financeurs du projet ECO-TERRA : ADEME, Région Normandie, DIRECCTE Normandie, La Fondation de France, Région Bretagne, le Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche, la fondation Legallais.

#### 6. Bibliographie

[DEG 18] DEGRAVE-LEMEURS M., GLE P., HELLOUIN DE MENIBUS A., « Acoustical properties of hemp concretes for buildings thermal insulation: Application to clay and lime binders », *Construction and Building Materials*, vol. 160, 2018, p. 462-474.

[GLE 13] GLE P., *Acoustique des Matériaux du Bâtiment à base de Fibres et Particules Végétales - Outils de Caractérisation, Modélisation et Optimisation*, Thèse de doctorat, ENTPE, 2013.

---

# Retrait et fissuration des sols argileux par dessiccation

EL HAJJAR A.<sup>1\*</sup>, EID J.<sup>1</sup>, BOUCHEMELLA S.<sup>1,2</sup>, OUAHBI T.<sup>1</sup>, TAIBI S.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire Ondes et milieux complexes UMR CNRS 6294, Université Le Havre Normandie, France.

<sup>2</sup> Laboratoire INFRARES, département de Génie Civil, Université de Souk Ahras, Algérie.

\* Ahmad.el-hajjar@doct.univ-lehavre.fr

---

*RÉSUMÉ.* Durant ces dernières années, les chercheurs sont de plus en plus intéressés par la construction en terre crue. Ceci est dû à plusieurs caractéristiques : une faible consommation en énergie grise, une disponibilité quasi-immédiate, et une bonne isolation phonique et thermique. En dépit de ces avantages, l'utilisation de cette technique de construction reste un peu limitée à cause du retrait par dessiccation préjudiciable, en particulier dans certaines zones de sécheresse. Un retrait conséquent est susceptible d'endommager l'ouvrage grâce aux fissurations. Ce travail traite, par corrélation d'images numériques, l'évolution de la déformation d'échantillons argileux, dès le début du retrait et jusqu'à l'amorce de la fissure. Afin de comprendre l'origine de la fissuration, la dessiccation est étudiée pour différentes conditions aux limites et en fonction des caractéristiques intrinsèques du matériau. Plus les grains du sol sont fins, plus la fissuration du sol est importante.

*ABSTRACT.* In recent years, the researchers have become increasingly interested in raw earth construction. This is due to several characteristics : a low consumption of gray energy, an almost immediate availability, and a good soundproofing and thermal isolation. Despite these advantages, the use of this construction technique remains somewhat limited due to shrinkage by prejudicial desiccation, especially in some drought areas. A consequent shrinkage is likely to damage the structure by dint of cracks. This work deals, by digital image correlation, the evolution of the strain of clay samples, from the beginning of shrinkage until the initiation of crack. In order to understand the origin of cracking, desiccation is studied for different boundary conditions and depending on the intrinsic characteristics of the material. The finer the soil grains, the greater the soil cracking.

*MOTS-CLÉS :* sol argileux, corrélation d'images numériques, fissuration, déformation, retrait, succion.

*KEY WORDS:* clayey soil, digital image correlation, cracking, strain, shrinkage, suction.

---

## 1. Introduction

Dans notre société actuelle, la terre crue présente une alternative comme matériau de construction non énergivore pour faire face aux enjeux climatiques et environnementaux. Néanmoins, elle présente une sensibilité à l'eau, due à la présence des fines, qui a un effet direct sur sa consistance. Celle-ci peut se traduire lors d'une dessiccation, par des déformations de retrait aboutissant à la fissuration qui s'amorce une fois que les contraintes de traction internes développées, dues à la succion, dépassent la résistance de traction du matériau.

Pour remédier à ce problème, il est indispensable de comprendre l'évolution de la déformation du matériau durant le séchage. Ce travail présente une étude expérimentale, qui consiste à réaliser des essais de retrait libre sur deux types d'argiles (gonflante et non gonflante) afin d'identifier la déformation aboutissant à la fissuration en fonction des conditions aux limites imposées, de l'hétérogénéité de l'échantillon et ses caractéristiques intrinsèques.

## 2. Matériaux et méthodes

### 2.1. Matériaux

Les matériaux utilisés sont d'une part une montmorillonite calcique grecque et d'autre part une kaolinite P300. Les caractéristiques géotechniques de la montmorillonite sont présentées dans le tableau 1. La figure 1 présente une observation au microscope électronique à balayage ainsi qu'une analyse par diffraction des rayons X (sous forme de poudre) de cette montmorillonite. On remarque qu'elle montre une texture assez complexe.

Granulométrie	< 80 $\mu\text{m}$ (%)	100
	< 2 $\mu\text{m}$ (%)	40
	d <sub>50</sub> ( $\mu\text{m}$ )	4
Plasticité	w <sub>L</sub> (%)	170
	w <sub>P</sub> (%)	60
	I <sub>p</sub> (%)	110
Densité des grains	Gs	2.73
Compactage proctor normal (OPN)	w (%)	40
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	11
Compactage proctor modifié (OPM)	w (%)	29
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14.3
Compactage sous forte contrainte	w (%)	8.2
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	21.0

Tableau 1: Caractéristiques géotechniques de l'argile grecque [FLE 1993]

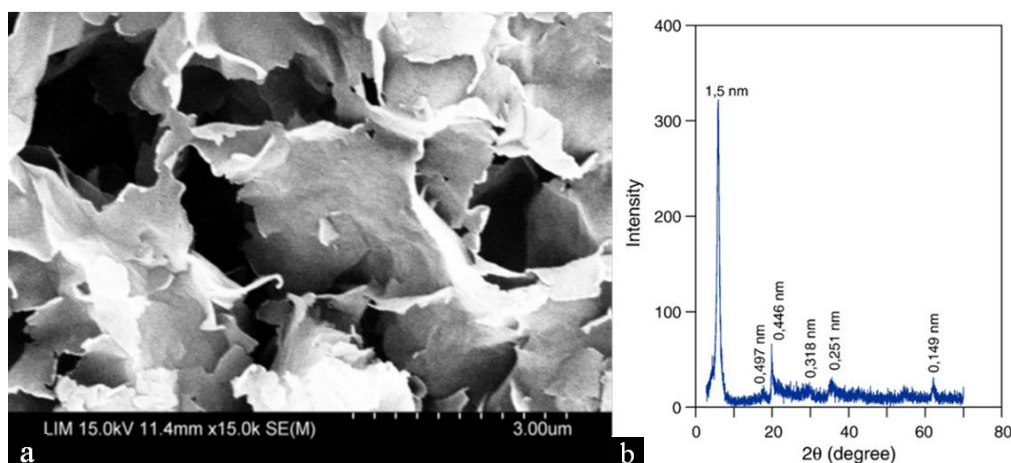


Figure 1: Observation au MEB [HAM 2010] (a) et analyse DRX de la Montmorillonite calcique grecque [SOU 2008] (b)

La kaolinite P300 présente une limite de liquidité  $w_L$  égale à 40 %, un indice de plasticité  $I_P$  égal à 19 % et une masse volumique des grains solides  $G_s$  égale à  $2.65 \text{ g/cm}^3$ . Son image MEB et son analyse DRX (en lame orientée) sont présentées dans la figure 2. On remarque que cette argile contient en plus de la kaolinite (pics à 7.18 et 3.58 Å), de l'illite (pics à 10 et 5 Å) et du quartz (pics à 4.26 et 3.34 Å).

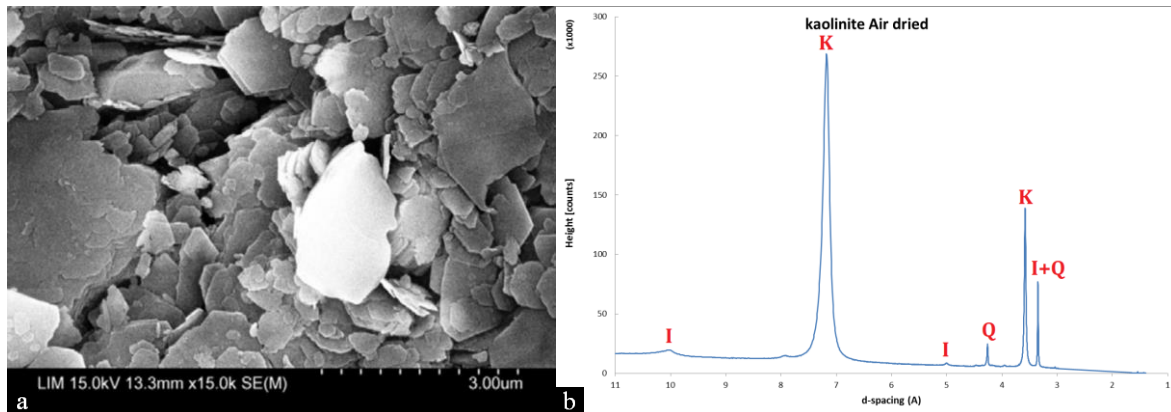


Figure 2: Observation au MEB [HAM 2010] (a) et analyse DRX de la kaolinite P300 (b)

## 2.2. Méthodes

Pour étudier l'effet des conditions aux limites (frottement externe) sur la fissuration des argiles, on a disposé de 3 différents types de supports fixés sur une plaque en PVC :

a- Support rugueux : papier abrasif imperméable de très gros grain 180 « utilisé couramment pour le gros décapage ».

b- Support mi-rugueux : papier abrasif imperméable de grain fin 400 « utilisé couramment pour la finition ».

c- Support lisse : rouleau de téflon vierge d'épaisseur 1 mm (coefficient de frottement statique = 0.08 à 0.10 selon la norme ASTM D1894).

Tous les échantillons ont des dimensions de 20 x 20 cm et une épaisseur de 8 mm, et sont coulés à une teneur en eau initiale de  $1.5 w_L$ . Un aspect moucheté, réalisé avec une poudre en PVC de couleurs blanc et noir, est nécessaire pour permettre au logiciel de corrélation d'image de bien détecter la différence entre les pixels. L'ensemble du dispositif expérimental est contrôlé en température ( $T = 22.5^\circ\text{C}$ ) et en humidité relative ( $HR \approx 18\%$ ).

Durant le séchage, un appareil photo *Canon 600D* avec un objectif Macro prenait une photo monochromatique en niveaux de gris toutes les 10 minutes. L'éclairage est effectué à l'aide de deux lampes fluorescentes (lumière froide) pour éviter toute perturbation de la température ambiante. Un schéma de principe du montage de cet appareil est présenté dans la figure 3.

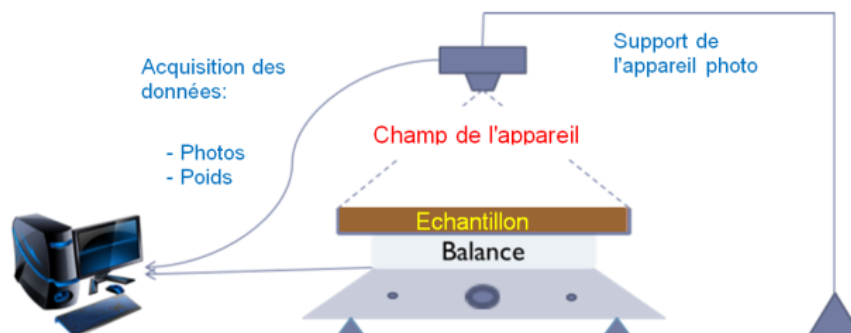


Figure 3: Schéma de principe du dispositif expérimental [EID 2015]

Pour analyser la déformation de l'échantillon, un logiciel de corrélation d'images numériques « VIC-2D » a été utilisé. Ce logiciel analyse la différence entre les pixels dans les photos prises afin d'obtenir un champ de déformation bidimensionnel de la surface de l'échantillon. En revanche, l'analyse de la morphologie des fissures est effectuée à l'aide d'un logiciel « ImageJ » qui permet de calculer la surface de fissuration et de retrait des

échantillons afin d'obtenir la densité de déformation définie par la surface déformée (fissurée et rétrécie) sur la surface totale de l'échantillon à son état initial.

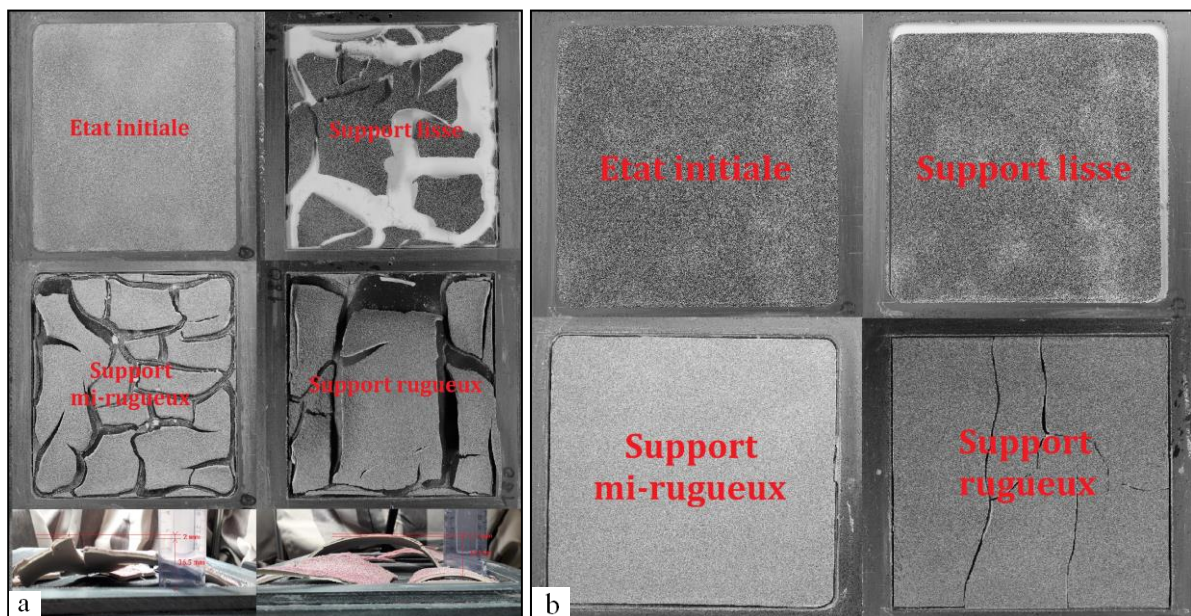
Le bilan des échantillons réalisés est présenté dans le tableau 2:

N° d'échantillon	Argile	Support
Ech1	Kaolinite	Rugueux
Ech2	Kaolinite	Mi-rugueux
Ech3	Kaolinite	Lisse
Ech4	Montmorillonite	Rugueux
Ech5	Montmorillonite	Mi-rugueux
Ech6	Montmorillonite	Lisse

**Tableau 2: Bilan des échantillons réalisés**

### 3. Résultats et interprétations

La fin de l'expérience est atteinte lorsque la teneur en eau de l'échantillon devient stable en formant un palier horizontal sur la courbe de l'évolution de la teneur en eau en fonction du temps. La teneur en eau résiduelle des échantillons de montmorillonite est 15.7 % alors cette teneur en eau est de 0.6 % pour les échantillons de kaolinite. En outre, la pente du séchage d'une montmorillonite (-3.7) est deux fois plus grande que celle d'une kaolinite (-1.4). La figure 4 montre que la kaolinite a seulement fissuré sur le support rugueux ; alors que la montmorillonite a fissuré sur tous les supports en subissant un très grand retrait en 3 dimensions et d'énormes déformations.



**Figure 4 : Etat initiale et finale de la montmorillonite (a) et de la kaolinite (b)**

En comparant le comportement des échantillons de montmorillonite et de kaolinite réalisés sur un support rugueux, on remarque que la première fissure est apparue pour une teneur en eau de 167.25 % dans le premier cas avec une déformation majeure principale  $\epsilon_1 = 0.12 \mu\text{m}/\text{m}$  et pour une teneur en eau de 34.8 % dans le deuxième cas avec une déformation majeure principale  $\epsilon_1 = 0.07 \mu\text{m}/\text{m}$  (figure 5). On peut donc définir ces 2 seuils de déformation comme déformations majeures ultimes aboutissant à la fissuration du matériau lorsqu'il est soumis à une contrainte de traction (engendrée par les frottements sol/support le cas échéant). Ces résultats nous indiquent qu'une montmorillonite peut supporter une déformation quasiment double à celle d'une kaolinite avant d'atteindre la rupture, malgré qu'elle subisse un retrait deux fois plus rapide (pente du séchage).



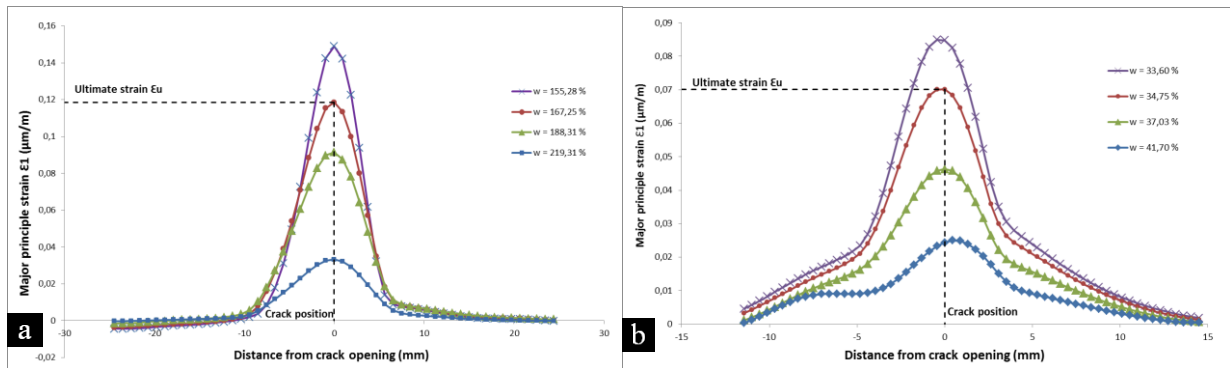


Figure 5: Evolution de la déformation locale pendant le séchage pour une montmorillonite (a) et une kaolinite (b)

La figure 6 montre la déformation totale de chaque échantillon lorsque les conditions aux limites n'interviennent pas (cas d'un support lisse où le frottement sol/support est négligeable). On remarque que la densité de déformation de la montmorillonite 46.42 % est 7 fois plus grande que celle d'une kaolinite 6.57 %.

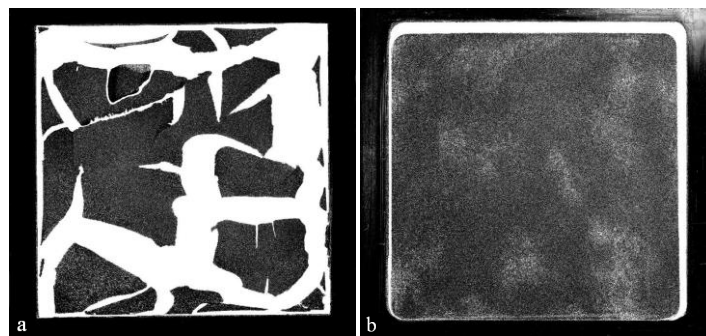


Figure 6: Déformation totale d'une montmorillonite (a) et d'une kaolinite (b) pour des conditions aux limites de frottement quasiment nulles

#### 4. Conclusion

Il est bien évident que la montmorillonite possède un comportement tellement différent de la kaolinite, elle se fissure même quand les conditions aux limites n'interviennent pas. Elle subit dans tous les cas un soulèvement vertical (en direction Z) qui varie de 4 à 5 cm.

Cette différence de comportement peut être due à un changement des propriétés physiques (surface spécifique 50 fois plus grande dans une montmorillonite (700 à 800  $\text{m}^2/\text{g}$ ) que dans une kaolinite (10 à 30  $\text{m}^2/\text{g}$ )), minéralogiques (structure cristallographique), ou bien chimique (la présence de Magnésium «  $\text{Mg}_{0.6}$  » qui provoque un déficit de charge dans la montmorillonite).

Les conditions aux limites ont une influence sur la fissuration d'une argile, mais encore les caractéristiques intrinsèques (minéralogiques, mécaniques et hydriques) du matériau portent une influence supérieure sur cette fissuration.

#### 5. Bibliographie

[EID 2015] EID J., TAIBI S., FLEUREAU J. M., HATTAB M., « Drying, cracks and shrinkage evolution of a natural silt intended for a new earth building material », *Construction and Building Materials*, vol. 86, 2015, p. 120-132.

[FLE 1993] FLEUREAU J.M, KHEIRBEK-SAOUD S., SOEMITRO R., TAIBI S., « Behaviour of clayey soils on drying-wetting paths », *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 30, n° 2, 1993, p. 287-296.

[HAM 2010] HAMMAD T., Comportement des sédiments marins de grande profondeur : approche multiéchelle, Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, 2010.

[SOU 2008] SOULI H., FLEUREAU J. M., AYADI M. T., BESNARD M., « Physicochemical analysis of permeability changes in the presence of zinc », *Geoderma*, vol. 145, n° 1-2, 2008, p. 1-7.

---

# Suivi du comportement mécanique d'une conduite d'eau potable enterrée et instrumentée : analyse des premières mesures

YAÑEZ-GODOY Humberto<sup>1</sup>, DARWICH Ghina<sup>1</sup>, ELACHACHI Sidi Mohammed<sup>1</sup>, CHESNEAU Olivier<sup>2</sup>, FELIERS Cedric<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Université de Bordeaux, I2M, UMR CNRS 5295, Département Génie Civil et Environnemental, France  
adresse

<sup>2</sup> Syndicat des Eaux D'Ile de France, Paris

<sup>3</sup> Veolia Eau D'Ile de France, Paris

[humberto.yanez-godoy@u-bordeaux.fr](mailto:humberto.yanez-godoy@u-bordeaux.fr)

---

*RÉSUMÉ.* L'instrumentation des ouvrages étendus enterrés permet d'accéder à une meilleure compréhension des mécanismes qui contrôlent le comportement de ces ouvrages et des mécanismes qui peuvent affecter leur durabilité et mener à leur détérioration. Dans cette communication, est présenté le suivi d'un nouveau tronçon installé et instrumenté d'une conduite enterrée d'eau potable, en béton armé à âme en tôle. Ce suivi est assuré grâce à des capteurs géotextiles qui fournissent des profils de déformation tout au long du tronçon instrumenté. Des premiers résultats de l'analyse des données obtenues à partir des mesures ponctuelles effectuées sur le site sont donnés.

*ABSTRACT.* The instrumentation of extended buried structures provides access to a better understanding of the mechanisms that control the behavior of these structures and the mechanisms that can affect their durability and lead to their deterioration. In this paper, the follow-up of a new installed and instrumented section of a buried reinforced concrete pressure pipe is presented. This monitoring is provided by optical fiber sensors embedded in geotextile that provide strain profiles throughout the instrumented pipe section. First results of the analysis of the data obtained from spot measurements carried out on the site are given.

*MOTS-CLÉS :* tuyaux pression en béton armé à âme en tôle, interaction sol-structure, mesure distribuée Brillouin, incertitudes, aide à la décision, variabilité spatiale.

*KEY WORDS:* reinforced concrete pressure pipes, soil-structure interaction, Brillouin distributed optical fiber sensors, uncertainties, decision-making support, spatial variability.

---



## 1. Introduction

Le renouvellement des canalisations d'eau potable est nécessaire du fait de leur vieillissement « naturel » qui conduit à l'abaissement progressif de leur niveau de performance. Le suivi lors de la mise en œuvre du chantier ainsi que lors de l'exploitation de nouvelles parties d'un linéaire à renouveler, est un aspect important en vue de constituer un dossier expérimental de l'ouvrage afin d'acquérir une meilleure connaissance du comportement mécanique et des mécanismes en jeu pour le système sol-conduite. L'acquisition des données au travers de l'instrumentation des canalisations renouvelées apporte d'une part, une information qui n'est pas contenue dans les bases de données ou d'exploitation et d'autre part, permet de valider et de qualifier des modèles mécaniques (numériques) adoptés pour étudier le comportement à court et long terme de la conduite. Un tronçon d'une nouvelle conduite enterrée d'adduction d'eau potable (en béton armé à âme en tôle) a été instrumenté en région francilienne. La solution retenue pour acquérir de l'information sur le système sol-conduite associe un capteur géotextile à fibres optiques (bande capteur) sur un linéaire d'environ 70 m. La bande capteur permet la mesure d'un paramètre principal pour le suivi de l'ouvrage : la déformation du sol. La finalité étant d'accéder à une meilleure connaissance du système sol-conduite, cette communication se concentre premièrement sur la mise en œuvre de l'instrumentation, ensuite elle présente les premiers résultats de l'analyse des données obtenues à partir des mesures ponctuelles effectuées sur le site.

## 2. Description du site

Le tronçon renouvelé du réseau d'eau potable d'une longueur de 90 m est situé sur la commune de Saint-Denis. Il s'agit d'une conduite à pression à âme en tôle à double revêtement en béton armé (système Bonna, du type conduite rigide) d'un diamètre intérieur de 800 mm posée en tranchée ouverte. Ce type de conduite a des parois rigides qui résistent à la plupart des charges imposées sans pouvoir bénéficier de l'apport de la butée du sol, dans la mesure où la déformation sous charge est faible. La profondeur du réseau varie entre 2,15 m (sur la partie nord) et 2,51 m (sur la partie sud). La succession géologique à cet emplacement sous les remblais est constituée d'alluvions et des masses et marnes du gypse, largement représentées dans la proche banlieue nord de la capitale et la région naturelle du Parisien. Le site se trouve en zone d'aléa faible vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement des argiles mais avec des zones d'aléa moyen à proximité.

## 3. Données du système sol-conduite

Les conduites en béton renforcé sont constituées d'une âme en tôle positionnée entre deux couches de béton. Le béton ne joue pas seulement un rôle de passivateur sur l'âme en tôle mais sert également de renforcement à la flexion. Le revêtement externe en béton est renforcé de spires en acier. La Figure 1 présente un schéma de la paroi de la conduite utilisée sur le site, type ATM (âme-tôle moulé) à joints SL (joints soudés). Les deux sondages et essais réalisés sur le site ont mis en évidence un terrain qui recoupe successivement sous la structure de chaussée : des remblais constitués de sables plus ou moins graveleux et de marnes argileuses graveleuses ; des alluvions caractérisées par des sables et des argiles reconnues jusqu'à la profondeur d'arrêt volontaire des sondages entre 3,0 m et 4,0 m de profondeur. Les sondages mettent en évidence des valeurs de résistance dynamique apparente de pointe ( $R_d$ ) comprises entre 2 MPa et 6 MPa entre 2,5 m et 4 m. D'autre part, les résultats des essais réalisés sur des échantillons ont permis d'identifier les paramètres  $c' = 8$  MPa et  $\varphi' = 25^\circ$  (à court terme) et  $c' = 0$  MPa et  $\varphi' = 25^\circ$  (à long terme), qui pourront être retenus au sein des alluvions sablo-argileuses. Dans le nouveau remblai, on constate la présence d'une couche de grave ciment entre environ 0,9 m et 1,1 m de profondeur.

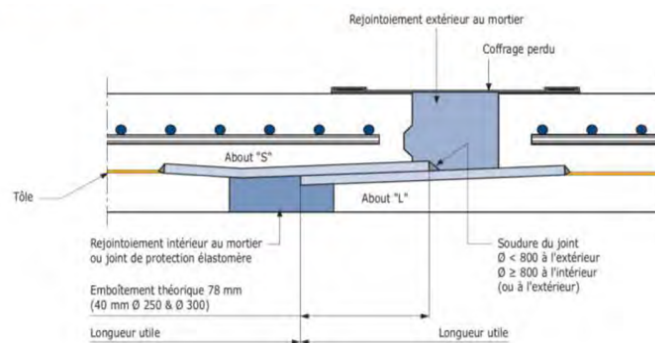


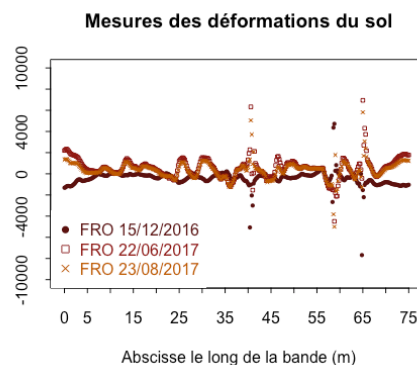
Figure 1. Détails de la paroi et du joint de la conduite en béton de type ATM à joints SL.

#### 4. Mesures de déformation

Le système utilisé pour les mesures est constitué par : un capteur géotextile composite sur lequel sont liés en usine des câbles avec des fibres optiques, des câbles optiques de liaison, une connectique spécifique, une instrumentation et sa suite logicielle. Le capteur géotextile est composé de 2 bandes géotextiles. Chaque bande porte 4 câbles optiques, dont 2 câbles, couleurs jaune et orange, permettent de mesurer les déformations dans le sens de la fibre. Ces câbles jaune et orange constituent deux boucles de mesure, l'une principale et l'autre redondante. Deux bandes sont installés sous la conduite, dans le lit de pose, et deux bandes dans le remblai au-dessus de la conduite. Les fibres optiques mesurent la déformation du sol grâce à l'excellent frottement entre la structure géotextile et le sol et à la liaison de la fibre optique sur le textile. La technologie de mesure par fibre optique utilisée est la mesure répartie ou distribuée Brillouin ([GAL 12], [ITE 15]). Elle présente les avantages de scruter les variations de déformation en tout point d'une fibre optique et de couvrir de très grandes distances (plusieurs kilomètres) avec une bonne résolution spatiale. La mesure de référence a été effectuée en septembre 2016 avant le compactage de la partie supérieure du remblai de la tranchée. La ligne optique a été modifiée suite à une coupure des câbles et on a dû refaire une nouvelle mesure de référence en octobre 2016. Cette mesure a été réalisée quand la partie supérieure du remblai était déjà compactée. Les campagnes de mesures ont une durée d'environ 20 minutes. Trois mesures ont été effectuées en 2016-2017. D'autres campagnes des mesures de déformation sont prévues en 2018 et 2019.

#### 5. Analyse des données

Les mesures des déformations du sol sont montrées en Figure 2 pour la bande capteur placée sous la conduite, côté route, pour le câble optique couleur orange (FRO). Les mesures effectuées en décembre 2016 montrent des déformations relatives faibles par rapport à la mesure de référence ( $\pm 2000 \mu\text{déformations}$ , soit  $\pm 0,2\%$ ). On observe aussi des déformations locales plus fortes. En juin 2017, l'ordre de grandeur des déformations est plus important et les déformations locales par rapport à la mesure de référence sont encore plus fortes ( $\pm 10000 \mu\text{déformations}$ , soit  $\pm 1\%$ ). La mesure d'août 2017, montre une déformation relative stable depuis la 2<sup>ème</sup> mesure de juin 2017.



**Figure 2.** Mesures des microdéformations du sol par la bande capteur placée au fond de la tranchée, fond route, câble orange (FRO).

Un outil intéressant qui permet de caractériser la structure spatiale d'une série est le variogramme [IRI 86]. Il notifie la covariance entre les points de mesure et permet d'analyser comment se détériore l'information acquise en un point lorsqu'on s'en éloigne. Le variogramme d'une variable  $Z$  pour un décalage  $h$  entre deux points voisins  $x$  est obtenu par :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} \times E[(Z(x+h) - Z(x))^2] \quad [1]$$

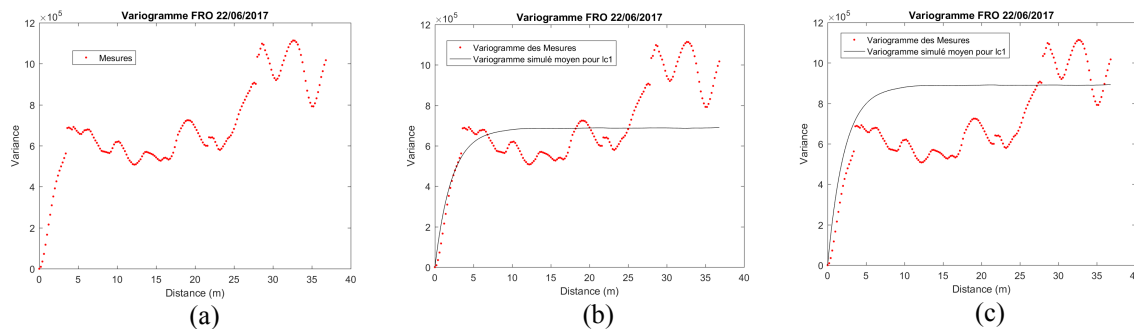
La Figure 3a illustre le variogramme des mesures de la série FRO du 22/06/2017. Deux longueurs de corrélation différentes (portées du variogramme) peuvent être observées sur le variogramme :  $lc_1 = 4,4 \text{ m}$  et  $lc_2 = 28,6 \text{ m}$ . Le palier de variance pour chacune des deux distances est respectivement de :  $var_1 = 6,917e5$  et  $var_2 = 1,098e6$ . La première portée représente environ 70% de la longueur de la buse. Cette valeur semble être proche de la valeur observée pour une conduite enterrée d'assainissement présenté en [BRE 02], où le variogramme longitudinal obtenu à partir des mesures de la résistance pénétrométrique du sol donnait une valeur de 3 m. Des champs aléatoires de la série FRO 22/06/2017 sont générés par la méthode de la transformée de Fourier rapide (FFT) [YAN 72]. Une distribution normale est adoptée pour la génération de ces champs. Le signal pour la série FRO est obtenu comme suit :

$$FRO(Z) = F^{-1}(F(I(x) | \mu, \sigma)) \quad [ 2 ]$$

Où  $F^{-1}$  est la fonction de répartition normale inverse de la série ;  $F(I(x) | \mu, \sigma)$  est la fonction de répartition d'un processus stochastique,  $I(x)$ , de moyenne 0 et de variance  $var_1$  ou  $var_2$  (valeur définie en fonction de la longueur de corrélation utilisée et identifiée en Figure 3a) généré par la méthode FFT. Le champ normal  $I(x)$  généré associe une fonction de corrélation exponentiel simple,  $\rho(\tau)$  définie comme :

$$\rho(\tau) = \exp(-2 | \tau | / \delta) \quad [ 3 ]$$

Où  $\tau$  et  $\delta$  sont respectivement la distance entre deux points voisins de la série et la longueur de corrélation  $lc_1$  ou  $lc_2$ . La Figure 3b et la Figure 3c présentent le variogramme moyen de 10e3 simulations, pour  $lc_1 = 4,4$  m, superposé au variogramme des mesures. Deux valeurs de la variance sont considérées : la première est  $var_1 = 6,917e5$  (valeur du premier palier) et la deuxième est la valeur moyenne des deux paliers identifiés en Figure 3a, à savoir  $var_m = 8,949e5$ . La Figure 3b d'une part, montre que le variogramme simulé suit la première portée du variogramme des mesures mais ne parvient pas au deuxième palier expérimental. La Figure 3c, d'autre part, permet d'observer que la portée du variogramme simulé s'écarte un peu à gauche de la première portée du variogramme de mesures mais en revanche son palier atteint le deuxième palier expérimental.



**Figure 3.** Variogramme des déformations du sol de la série Fond Route câble Orange (FRO) du 22/06/2017 : (a) expérimental ; (b) simulé,  $lc_1 = 4,4$  m,  $var_1 = 6,917e5$  ; (c) simulé,  $lc_1 = 4,4$  m,  $var_m = 8,949e5$ .

## 6. Conclusion

L'instrumentation d'un nouveau tronçon installé d'une conduite enterrée d'eau potable, en béton armé à âme en tôle a permis d'obtenir des premiers résultats pour les profils de déformation. L'analyse des données obtenues a fourni des informations permettant de décrire la variabilité spatiale du sol suivant l'axe de la conduite. Ainsi, le suivi réalisé permettrait d'identifier des déterminants nécessaires pour évaluer une réponse plus réaliste de l'ouvrage sous certaines conditions de chargement et d'observer sa sensibilité aux tassements différentiels.

## 7. Bibliographie

- [BRE 02] BREYSSE D., ELACHACHI M., BOUKHOULDA H. « Modélisation des désordres dans les réseaux enterrés consécutifs à l'hétérogénéité des sols », *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG2002*, Nancy 8-9 octobre, 2002.
- [GAL 12] GALINDEZ-JAMIOY C.A. ET LOPEZ-HIGUERA J.M. « Brillouin Distributed Fiber Sensors: An Overview and Applications », *Journal of Sensors*, vol. 2012, ID 204121, 17 pages.
- [IRI 86] IRIS J.-M. « Analyse et interprétation de la variabilité spatiale de la densité apparente dans trois matériaux ferrallitiques », *Science du Sol*, no. 3, Vol. 24, 1986, p. 245-256.
- [ITE 15] ITEN M. et al. "Benefits of Global Standards on the Use of Optical Fiber Sensing Systems for the Impact of Construction of New Utilities and Tunnels on Existing Utilities", *Conference Pipelines 2015*, Août 23-26, Baltimore, Maryland.
- [YAN 72] YANG J.-N. "Simulation of Random Envelope Processes", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 21, issue 1, 1972, p. 73-85.

---

# Using diffusivity and dissipation of electromagnetic waves in concrete as new non-destructive parameters for nuclear structures evaluation

Mehdi SBARTAI<sup>1</sup>, Stephen RAZAFINDRATSIMA<sup>2</sup>, Jean-Paul BALAYSSAC<sup>3</sup>, Cédric PAYAN<sup>4</sup>, Sandrine RAKOTONARIVO<sup>5</sup>, Vincent GARNIER<sup>6</sup>

<sup>1</sup> I2M Laboratory, GCE Department, Univ. Bordeaux, 351 cours de la Libération, 33405 Talence, France, email : [zoubir-mehdi.sbartai@u-bordeaux.fr](mailto:zoubir-mehdi.sbartai@u-bordeaux.fr)

<sup>2</sup> LMDC, INSA/UPS Génie Civil, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse cedex 04 France, email : [razafind@insa-toulouse.fr](mailto:razafind@insa-toulouse.fr)

<sup>3</sup> LMDC, INSA/UPS Génie Civil, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse cedex 04 France, email : [balayssa@insa-toulouse.fr](mailto:balayssa@insa-toulouse.fr)

<sup>4</sup> Aix Marseille University, Laboratory of Mechanics and Acoustics, LMA CNRS UPR 7051, 31 chemin Joseph-Aiguier 13402 Marseille CEDEX 20, France, email : [cedric.payan@univ-amu.fr](mailto:cedric.payan@univ-amu.fr)

<sup>5</sup> Aix Marseille University, Laboratory of Mechanics and Acoustics, LMA CNRS UPR 7051, 31 chemin Joseph-Aiguier 13402 Marseille CEDEX 20, France, email : [sandrine.rakotonarivo@univ-amu.fr](mailto:sandrine.rakotonarivo@univ-amu.fr)

<sup>6</sup> Aix Marseille University, Laboratory of Mechanics and Acoustics, LMA CNRS UPR 7051, 31 chemin Joseph-Aiguier 13402 Marseille CEDEX 20, France, email : [Vincent.garnier@univ-amu.fr](mailto:Vincent.garnier@univ-amu.fr)

---

*ABSTRACT. Non Destructive Testing methods are very needed for better management of concrete structures. In this context, developments have been made in GPR (Ground Penetrating Radar) and looking for new parameters other than those commonly used like velocity or attenuation which could be more sensitive to concrete degradations is important. This paper presents an analysis of the diffusion of electromagnetic (EM) waves in concrete. After fitting the modelling results with the 1D analytical solution of the diffusion equation, we have compared their sensitivities with the sensitivity of the electromagnetic velocity. We have demonstrated that the “diffusivity D” and the “dissipation  $\sigma$ ” are very interesting parameters to be used as new electromagnetic indicators to characterize the structural integrity of concretes.*

*RÉSUMÉ. Il est nécessaire d'utiliser les méthodes non-destructives pour une bonne évaluation des structures en béton. Dans ce cadre, plusieurs développements ont été effectués en Géoradar et la recherche de nouveaux observables autres que la vitesse de l'onde électromagnétique ou son atténuation, qui pourraient être plus sensibles à la dégradation du béton est d'une grande importance. Cet article présente l'analyse de la diffusion de l'onde électromagnétique dans le béton. Nous avons montré que la diffusivité D ainsi que la dissipation  $\sigma$ , obtenus après ajustement des signaux de modélisation avec la solution analytique 1D de l'équation de diffusion, peuvent être utilisés comme nouveaux paramètres électromagnétiques pour caractériser l'intégrité structurale du béton.*

*KEY WORDS: diffusion; GPR; modelling; concrete; coda.*

*MOTS-CLÉS: diffusion, Géoradar, modélisation, béton, coda.*

## 1. Introduction

Concrete structures in civil engineering are subject to ageing and depending on the environment where they are, various context of stresses (mechanical, thermal, hydric) often lead to degradation process of these structures. Cracking, corrosion of the reinforcing steel, carbonation need to be detected by Non-Destructive Testing methods for better management of these structures. Particularly, in radioactive waste management, a characterization of the decommissioning structures and also nuclear containers is needed. In this context, developments have been made in GPR (Ground Penetrating Radar), these last decades. This method is fast and reliable for this context. Different indicators of the concrete structural integrity have been used: relative permittivity, velocity, attenuation, arrival time, amplitude<sup>1</sup>. It appears that looking for other parameters which could be more sensitive to concrete degradation is important. Diffusion approximation for acoustic waves,

---

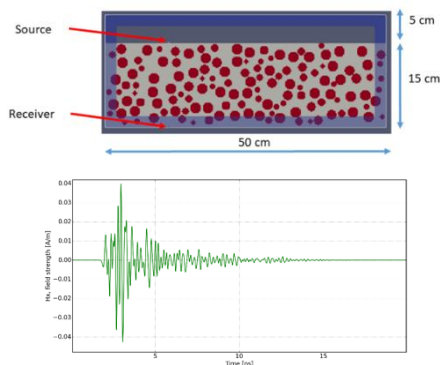
<sup>1</sup> [SBA 06]

electromagnetic waves and elastic waves have been considered in the literature<sup>2</sup> and 1D, 2D and 3D solutions of the diffusion equation have been used. The objective of this research is to prospect if the diffusion of GPR waves can be simulated in concrete. The wave energy is dispersed in time and space by the influence of scattering in concrete, where a large number of elements of varying composition, size and shape exist. Therefore, the signal is composed of coherent and incoherent parts. The coherent part which resists to spatial average is a wave which has propagated in an effective medium. The incoherent part of the signal has taken a very tortuous path, and is therefore an indication of the microstructure complexity at the scale of one wave length. The incoherent part of the signal is also called “coda” in the literature, by the analogy with the final part of a music composition. Ultrasonic Coda has been used in the literature to detect damage in concrete<sup>3</sup> but, to the best of our knowledge, electromagnetic (EM) Coda has never been studied. This paper presents an analysis of the diffusion of electromagnetic waves in concrete. After a presentation of the numerical model, we present the analysis of the Coda using a 1D analytical solution of the diffusion equation. Therefore, the variation of the diffusivity  $D$  and the dissipation  $\sigma$ , parameters obtained by this analysis is discussed as a function of EM parameters modelling.

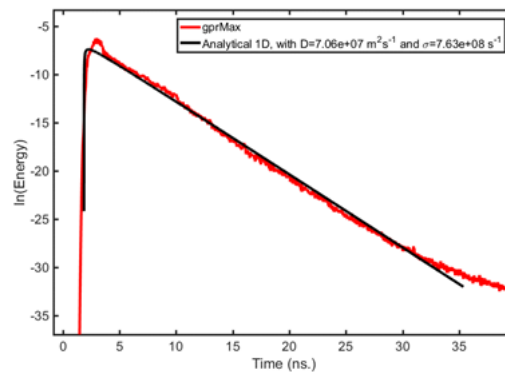
## 2. Materials and methods

The modelling work has been performed with gprMax which is an open source software<sup>4</sup>. It uses Finite Difference Time Domain method in order to simulate electromagnetic wave propagation. Figure 1 shows the geometry of the 2D model we performed. The dimensions of the model are the following: x direction from left to right: 50 cm, y direction from bottom to top: 20 cm in total with 5 cm of free space (air) and 15 cm of concrete (composed by cement paste, sand and aggregates). The z direction is perpendicular to x and y directions. Perfectly Matched Layers (PML, on the edges of the model) are also presented with default configuration (10 cells of the spatial discretization  $dx=dy=dz=0.002$  m). A “Transmission” configuration is considered with the electromagnetic (EM) source and the receiver face-to-face. The source signal is an electric excitation (hertzian dipole) represented by a current density polarized in the z direction. A Ricker waveform (second derivative of Gaussian function) is therefore associated with this excitation. The distance between source and receiver is fixed to 15 cm and the steps for the scan is 5 mm, from left to right, which represents 84 A-scans.

Two groups of stones, randomly distributed in the concrete, have been modelled: (i) small-stones, with diameters varying from 5 to 20 mm and (ii) medium-stones, with diameters varying from 20 to 40 mm. Moreover, 3 frequencies of the source signal have been considered: 1.5, 2.6 and 4 GHz. Three contrasts of relative permittivity between the aggregates ( $\epsilon_a$ ) and the matrix ( $\epsilon_m$ ):  $\epsilon_a=5$   $\epsilon_m=7$ ,  $\epsilon_a=5$   $\epsilon_m=13$  and  $\epsilon_a=7$   $\epsilon_m=13$  have been considered. In this study, the conductivities of the aggregates and the matrix have been considered the same, constant and equal to  $0.02$  S.m<sup>-1</sup>. For both aggregates and matrix, the relative permeability and the magnetic loss are constant and respectively equal to 1 and  $0$   $\Omega$ /m.



**Figure 1: 2D geometry and dimensions of the concrete model and typical simulated signal**



**Figure 2: Fitting the 1D analytical solution of the diffusion equation with the solution given by the model for a frequency of 4 GHz**

<sup>2</sup> [ROSS 99], [RYZ 96]

<sup>3</sup> [QUI 12], [SCH 11]

<sup>4</sup> [WAR 16]

The diffusion of electromagnetic energy in the concrete sample can be modelled by one-dimensional diffusion equation as the one used by Anugonda et al<sup>5</sup>, originally developed for elastic wave. In this study, Equation (3) in their publication will be used to fit the GPR signal obtained with simulated data.

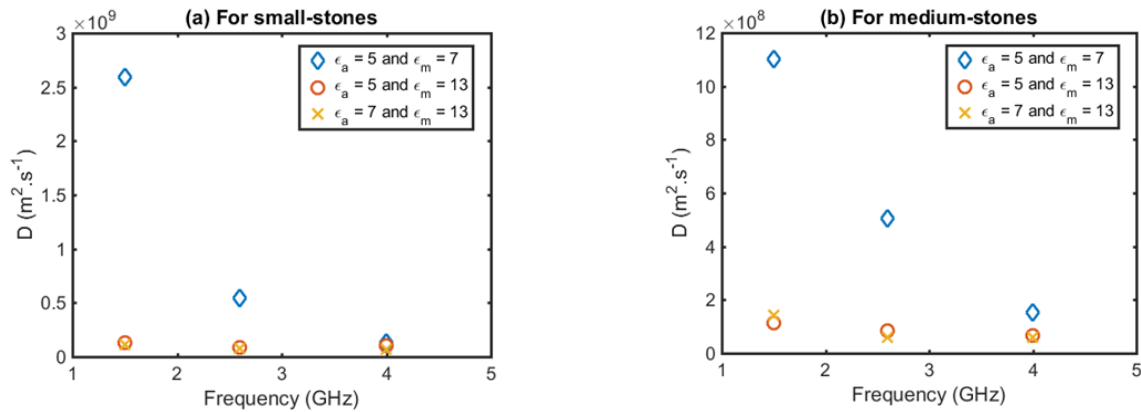
The steps are the following: First we compute each A-scan (84 in total), then we compute the coherent signal, which is the mean of all the A-scans. Therefore, we subtract this coherent signal from each A-scan, which let us have the incoherent part (coda) of the signal for each A-scan. The coda from each A-scan is squared to have the corresponding energy and a mean energy is calculated from all the A-scans. Following that, natural logarithm of this energy is computed and fitted with the 1D analytical solution of the diffusion equation by matrix inversion with matlab ©. Finally, the diffusivity  $D$  and the dissipation  $\sigma$  are deduced. The precision of the fit is evaluated by the Normalized Root Mean Square Deviation (NRMSD). The normalization is carried out with the maximum minus the minimum values from the numerical simulation.

### 3. Results

Figure 2 shows a fit at frequency of 4 GHz for small-stones and relative permittivity contrast of  $\epsilon_a=7$   $\epsilon_m=13$ . Values of  $D=7.06e7$   $m^2.s^{-1}$  and  $\sigma=7.63e8$   $s^{-1}$  are deduced. We have repeated the procedure for the studied parameters and have obtained values of  $D$  and  $\sigma$  with NRMSD ranging from 1.6 % to 4.2 %.

Figure 3 presents the comparison of  $D$  values for the three relative permittivity contrasts considered in this study. It is seen that  $D$  decreases with frequency for the relative permittivity contrasts of  $\epsilon_a=5$   $\epsilon_m=7$ . For the other relative permittivity contrasts, the effect of frequency is almost inexistent. Moreover, if we calculate the EM velocity in concrete corresponding to the relative permittivities of 7 and 13 at a frequency of 1.5 GHz, the velocity increases by a factor of 1.3. In the same way, if we calculate  $D$  at the same frequency 1.5 GHz,  $D$  increases by a factor 20 between relative permittivity contrasts of  $\epsilon_a=5$   $\epsilon_m=7$  and  $\epsilon_a=5$   $\epsilon_m=13$ . It means that the observable  $D$  is 20 times more sensitive than the usual EM velocity at 1.5 GHz and for the considered relative permittivity contrasts.

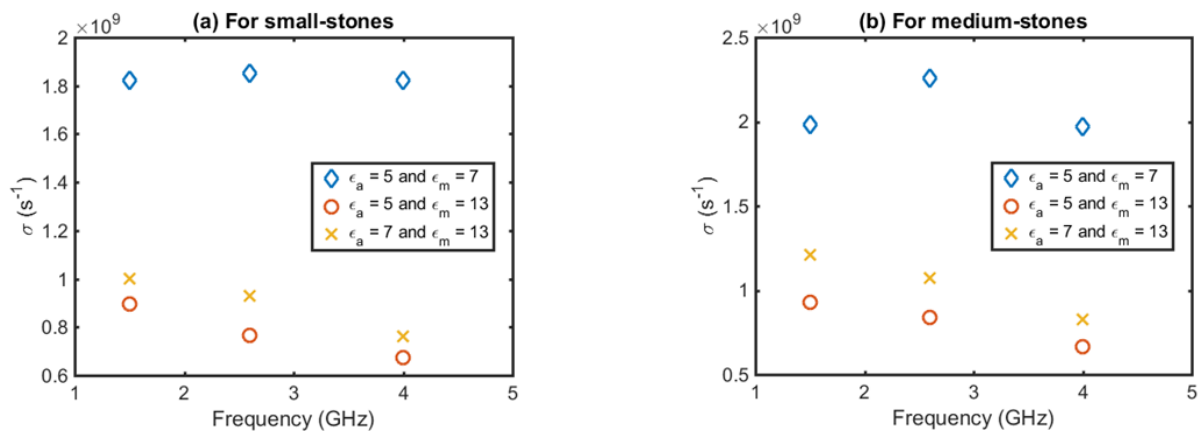
Figure 4 presents the comparison of  $\sigma$  values between the three considered relative permittivity contrasts for small and medium-stones. We see that  $\sigma$  decreases with the frequency when the relative permittivity contrasts are  $\epsilon_a=5$   $\epsilon_m=13$  and  $\epsilon_a=7$   $\epsilon_m=13$ , for both small and medium-stones. Whereas no obvious effect of frequency is observed for the relative permittivity contrast  $\epsilon_a=5$   $\epsilon_m=7$ . At a frequency of 2.6 GHz, between relative permittivity contrasts of  $\epsilon_a=5$   $\epsilon_m=7$  and  $\epsilon_a=5$   $\epsilon_m=13$ , the EM velocity increases by a factor of 1.3 while  $\sigma$  increases by a factor of 6 at the same conditions. It means that  $\sigma$  is six times more sensitive than the EM velocity in this case.



**Figure 3: Comparison of  $D$  values between the three considered permittivity contrasts for (a) small-stones and (b) medium-stones**

<sup>5</sup> [ANA 01]





**Figure 4: Comparison of  $\sigma$  values between the three considered permittivity contrasts for (a) small-stones and (b) medium-stones**

#### 4. Conclusions

We have demonstrated in this paper that the dissipation  $\sigma$  and “diffusivity D” can be used as new electromagnetic parameters to characterize the structural integrity of concretes. Indeed, in the most favorable cases, they are 6 to 20 times, respectively, more sensitive than the EM velocity, common observable used in Non Destructive Testing of concrete. These coefficients have been obtained by modelling the multi-diffusion of electromagnetic waves in concretes. D and  $\sigma$  are sensitive to the frequency of measurement, to the size of the aggregates and also to the relative permittivity contrast between the aggregates and the matrix. Future work will be to take into account the variability of the conductivities and 3D modelling with commercial antenna. It is also planned to make experimental measurements in order to transfer this knowledge to practical applications.

#### 5. Acknowledgment

This project has been funded by the French Government project “Investments for the future” whose management has been committed to the French National Radioactive Waste Management Agency (Andra).

#### 6. References

- [ANA 01] ANUGONDA, P., WIEHN, J. S. & TURNER, J. A. « Diffusion of ultrasound in concrete ». *Ultrasonics* 39, 2001, p 429–435.
- [QUI 12] QUIVIGER, A., PAYAN, C., CHAIX, J.-F., GARNIER, V. & SALIN, J. « Effect of the presence and size of a real macro-crack on diffuse ultrasound in concrete ». *NDT & E International* 45, 2012, p 128–132.
- [ROSS 99] van ROSSUM, M. & NIEUWENHUIZEN, T. M. « Multiple scattering of classical waves: microscopy, mesoscopy, and diffusion ». *Reviews of Modern Physics* 71, 1999, p 313-371.
- [RYZ 96] RYZHIK, L., PAPANICOLAOU, G. & KELLER, J. B. « Transport equations for elastic and other waves in random media ». *Wave motion* 24, 1996, p 327–370.
- [SBA 06] Sbartai, Z. M., Laurens, S., Balyssac, J.-P., Ballivy, G. & Arliguie, G. « Effect of concrete moisture on radar signal amplitude ». *ACI materials journal* 103, 2006, p 419–426.
- [SCH 11] SCHURR, D. P., KIM, J.-Y., SABRA, K. G. & JACOBS, L. J. « Damage detection in concrete using coda wave interferometry ». *NDT & E International* 44, 2011, p 728–735.
- [WAR 16] WARREN, C., GIANOPOULOS, A. & GIANNAKIS, I. « gprMax: Open source software to simulate electromagnetic wave propagation for ground penetrating radar », *Computer Physics Communications*, 209, 2016, p. 163–170



---

# Valorisation d'un mélange de schiste et de déchets plastiques dans la construction routière

**Boudlal Omar<sup>1</sup>, Kechemir Anissa<sup>2</sup>, Khattaoui Mohammed<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> *Laboratoire de recherche en Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A), Département de Génie Civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO), Tizi-Ouzou, Algérie. Email : boudlal\_geniecivil@yahoo.fr*

<sup>2</sup> *Département de Génie Civil, Faculté du génie de la construction, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO), Tizi-Ouzou, Algérie.*

<sup>3</sup> *Laboratoire de recherche en Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A), Département de Génie Civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO), Tizi-Ouzou, Algérie.*

---

*RÉSUMÉ. La présente étude s'inscrit dans le cadre général du recyclage et de la valorisation des matériaux locaux. Elle a pour objectif principal, la réutilisation des déchets plastiques additionnés aux granulats naturels de schiste dans la construction routière. Les résultats obtenus sont très intéressants et peuvent ouvrir un large éventail de réutilisation des matériaux étudiés dans le domaine du génie civil en général et dans la construction routière en particulier. Cette pratique peut constituer une alternative propre, et rentable limitant d'une part l'extraction abusive des matériaux alluvionnaires et d'autre part les décharges anarchiques et illicites nuisibles pour l'environnement.*

*ABSTRACT. This study is part of the general framework of recycling and recovery of local materials. Its main objective is the reuse of plastic waste added to natural aggregates of shale in road construction. The results obtained are very interesting and can open a wide range of reuse of materials studied in the field of civil engineering in general and in road construction in particular. This practice may constitute a clean and cost-effective alternative limiting both the excessive extraction of alluvial materials and the illegal discharges harmful to the environment.*

*MOTS-CLÉS : déchets plastiques, schiste, mélanges, comportement mécanique, valorisation, chaussées.*

*KEY WORDS: plastic wastes, shale, mixtures, mechanical behavior, recovery, pavements.*

---

## 1. Introduction

Plusieurs pays en voie de développement tel que l'Algérie, croulent sous les déchets, notamment les déchets plastiques. Ces derniers sont souvent abandonnés et jetés dans des décharges inappropriées et anarchiques (sauvages), présentant des risques majeurs pour la santé publique (pollution de l'environnement). Jusqu'à présent, les solutions les plus adaptées sont l'enfouissement et l'incinération, ces dernières présentent toujours des risques sur l'environnement et par conséquent sur la population. Actuellement, les chercheurs se sont penchés vers le traitement et la valorisation de ces déchets en les réutilisant dans d'autres domaines, tels que le génie civil et particulièrement les travaux publics [AHM 91], [BOU 09], [BRA 14], [GUI 02], sachant que des quantités énormes de granulats sont réclamées en rapport avec le développement du pays (Algérie) [DAH 12]. Le travail réalisé rentre dans cette perspective ; il consiste à étudier le comportement mécanique d'un mélange de granulats de schiste et de déchets plastiques pour une éventuelle utilisation dans la construction routière, ce qui peut constituer une solution durable présentant une alternative propre, voir même économique.

## 2. Matériaux et méthodes

La partie expérimentale de cette étude a été entamée par un ensemble d'essais d'identification et de caractérisation des matériaux utilisés. Les blocs de schiste sont concassés au laboratoire de manière à présenter approximativement une distribution dimensionnelle des grains permettant ensuite de reconstituer les échantillons sous la classe granulaire 0/20 mm. Les déchets plastiques sont découpés sous forme de copeaux ne dépassant pas 20 mm de telle sorte à présenter la même distribution granulométrique que les grains de schiste. Les échantillons (mélanges) sont reconstitués de grains de schistes auxquels sont additionnées les proportions de plastiques allant de 2% à 8% de telle sorte à former pratiquement la même classe granulaire 0/20mm vérifiant le fuseau granulaire préconisé par la norme [NF 10], correspondant aux graves non traitées (mélanges de granulats naturels, artificiels ou recyclés) destinés à la construction des assises de chaussées.

### 2.1. Caractérisation et identification des matériaux

Les matériaux utilisés dans cette étude (schiste et déchets plastiques) sont des matériaux locaux très disponibles dans la région de la Grande Kabylie (Tizi-Ouzou, Algérie). Leur exploitation dans le domaine routier devra répondre à un certain nombre de caractéristiques physiques et mécaniques vérifiant les normes en vigueur.

#### 2.1.1. Matériau naturel (schiste)

Le massif ancien de la Grande Kabylie est constitué d'un socle gneissique fortement métamorphique et d'une couverture schisteuse épimétamorphique. Les schistes présentent environ 25 à 30% des sols de la région. Le matériau étudié est extrait sous forme de blocs secs d'un gisement naturel à quelques kilomètres du chef-lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou (figure 1). Il est ensuite concassé au laboratoire selon la granulométrie désirée.

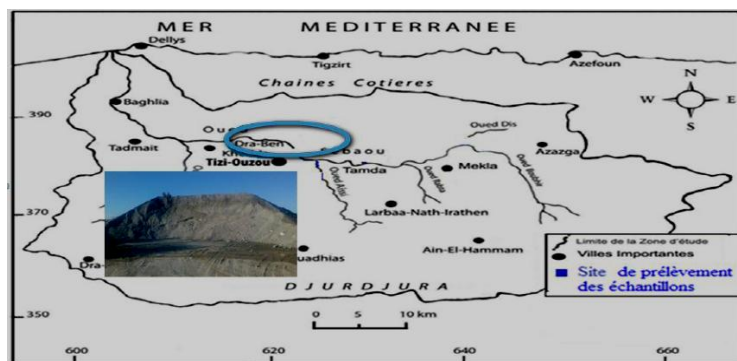


Figure 1. Gisement de prélèvement des échantillons du schiste au niveau de la Grande Kabylie.

Les résultats d'essais d'identification physique et minéralogique du schiste sont présentés dans le Tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques physiques et minéralogiques du matériau schiste.

w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	Chlorite-vermiculité	Muscovite (%)	Kaolinite (%)	Quartz (%)
2.01	2.69	2.18	2.22	10.20	28.30	10.20	51.30

### 2.1.2. Déchets plastiques

Les statistiques sur les déchets inertes de la commune de Tizi-Ouzou (Algérie) montrent que le plastique constitue le pourcentage le plus élevé, avec une valeur de 19.25% des déchets totaux [AND 15]. Pour optimiser leur exploitation ; les déchets plastiques broyés constituent un mélange de plastiques de différentes natures (PET, PEHD, PVC, PS et PEBD) collectés sur des décharges sauvages au niveau de la wilaya de Tizi-Ouzou (figure 2).



Figure 2. Déchets plastiques avant et après collecte et broyage.

### 3. Essais mécaniques

Les échantillons sont préparés et sont soumis à plusieurs séries d'essais mécaniques routiers au laboratoire (Proctor, CBR, fragmentabilité, dégradabilité, Los Angeles, Micro-Deval,...).

### 4. Résultats et discussions

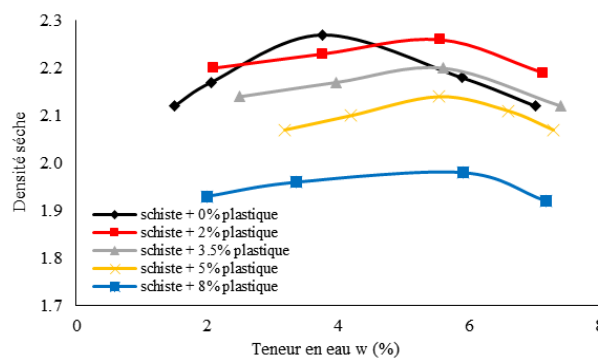


Figure 3. Résultats des essais de compactage au Proctor modifié.

Les résultats présentés sur la figure 3 relatifs au compactage des différents échantillons, permettent de constater que les densités sèches diminuent au fur et à mesure que la quantité de plastique augmente dans l'échantillon. Ceci peut être dû au fait que le plastique de forme plate associé à la structure feuilletée dite schisteuses des granulats de schiste amorti l'énergie de compactage appliquée et réduit son effet sur la structure globale de l'échantillon. Toutefois, les valeurs de densités de l'ensemble des échantillons comprises entre 1.8 et 2.6 permettent de dire que ces matériaux restent acceptables pour les corps de chaussées du point de vue compactage. Cet intervalle de densité (intervalle de référence) est généralement adopté par différentes entreprises pour le choix des granulats routiers dans les couches inférieures de chaussées de moyen à fort trafic.

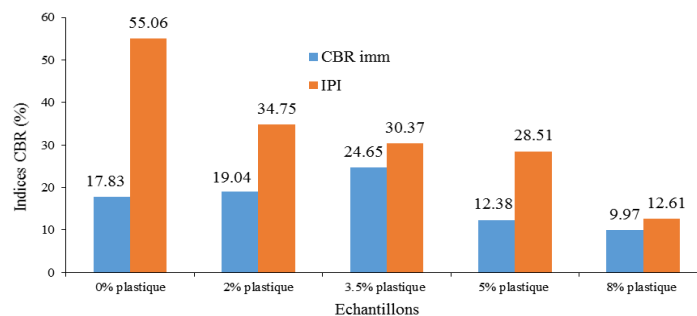


Figure 4. Résultats des essais de portance CBR avant et après immersion.

Les résultats d'essais de portance CBR réalisés avant et après immersion présentés sur la figure 4, permettent de constater que la portance des mélanges diminue au fur et à mesure que le pourcentage de plastique augmente. Ceci peut être dû à la flexibilité du plastique qui a plus tendance à se déformer et à se comprimer sous poinçonnement que de s'opposer au mouvement du piston poinçonnant l'échantillon. Toutefois, les portances développées par les différents mélanges relativement aux normes, sont considérées moyennes et même parfois très élevées pour un taux de plastique au voisinage de 3,5%.

**Tableau 2. Résultats des essais routiers.**

Essais	Schiste seul	Schiste + 3.5% plastique
Fragmentabilité (FR)	02.40	01.70
Dégradabilité (DG)	01.15	01.08
Los Angeles (LA)	23.24	19.96
Micro-Deval (MDE)	52.00	32.00
LA + MDE	75.24	51.96
Catégorie	E à D	D à C

Les résultats présentés dans le tableau 2, permettent de déduire que le schiste étudié fait partie des matériaux rocheux peu fragmentables et très peu dégradables, ( $FR = 2.4 \ll 7$  et  $DG \ll 5$ ), avec des résistances moyennes à faibles aux chocs et à l'usure respectivement. Toutefois, l'ajout du plastique améliore davantage ces résistances sous différentes sollicitations. En effet, les mélanges présentent :  $FR = 1.7$  et  $DG = 1.08$  dans le cas du schiste avec 3.5% de plastique et  $LA = 19.96$  et  $MDE = 32$ . L'utilisation des mélanges étudiés particulièrement en couches inférieures de chaussées (de forme, de fondations et éventuellement de base) est fortement envisageable.

## 5. Conclusions

Les résultats obtenus à l'issue des essais réalisés permettent de conclure que les mélanges étudiés (3.5 à 5% de plastique) forment un composite présentant une bonne aptitude au compactage, avec des portances acceptables même en présence d'eau. Il développe également des résistances très intéressantes à la fragmentabilité, à la dégradabilité aux chocs et à l'usure. Ceci, permet de proposer éventuellement son utilisation dans la construction routière comme une alternative propre et rentable respectivement sur les volets environnemental et économique. Cette opération permettra le développement de la filière du recyclage afin d'éliminer les tonnes de déchets plastiques et de compenser le manque en granulats leur conférant un caractère de matière première dans la construction routière. Il convient alors, d'engager des efforts substantiels et des actions concertées des acteurs économiques, des administrations, du pouvoir et des chercheurs pour encourager et développer l'utilisation des matériaux présentés et d'autres matériaux de recyclage dans plusieurs domaines industriels.

## 6. Bibliographie

- [AHM 91] AHMED I., « Use of Waste Materials in Highway Construction », Department of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, may 1991.
- [AND 15] AGENCE NATIONALE DES DECHETS., Schéma directeur de gestion des déchets ménagers et assimilés de la commune de Tizi-Ouzou, 2015.
- [BOU 09] BOUDLAL O., MELBOUCI B., « Study of the demolition aggregates behavior by the Proctor and CBR tests : Material, Design, Construction, Maintenance, and Testing of pavement », *Geotechnical special publication (ASCE)*, n° 193, 2009, p. 75-80.
- [BRA 14] BRAYMAND S., ROUX S., KUWUFINE D., CONSTANTIN C M., FEUGEAS F and FOND C., « Les granulats recyclés de bétons : un matériau à fort potentiel de valorisation dans les bétons ». *Conférence Matériaux 2014 - Colloque Ecomatériau*, Montpellier, 24-28 November 2014, France, p.01-09.
- [DAH 12] DAHO E., Etude du potentiel local en granulats, pour une utilisation optimale, Mémoire de magister, Université de Tlemcen, 2012.
- [GUI 02] Guideline 01E., Guideline for construction and demolition waste management, Manitoba, Canada, march 2002.
- [NF 10] NF EN 13-285., Norme française, Graves non traitées, Spécifications, septembre 2010.

---

# Valorisation des sédiments dans les travaux de remplissage

**Rafik Abdallah, Agnes Zambon, Jacqueline Saliba, Nadia Saiyouri**

*Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), Département Génie Civil et Environnemental (GCE), 33000 Bordeaux, France e-mail : jacqueline.saliba@u-bordeaux.fr*

---

*RÉSUMÉ. L'objectif de ce travail est de valoriser des sédiments non traités dans la formulation d'un béton allégé. Pour cela, un béton mousse innovant a été développé en remplaçant le sable fin par des sédiments. Plusieurs essais expérimentaux ont été réalisés pour, dans un premier temps, caractériser les sédiments et dans un second temps déterminer les propriétés du béton de mousse à l'état frais et à l'état durci. Le pourcentage en masse de ciment et le pourcentage volumique de mousse ont été variés de 12% à 18% et de 0, 30 à 50% respectivement. Des essais de compression ont été effectués sur des éprouvettes à 7 et 28 jours. La technique non destructive des ultrasons a été aussi utilisée pour suivre le durcissement du béton allégé. Les résultats ont montré que les propriétés mécaniques comme la résistance à la compression, le module de Young et la vitesse des ondes ultrasonores augmentent avec l'ajout du ciment et diminuent avec le % de mousse avec des valeurs acceptables pour des travaux de remplissage.*

*ABSTRACT. This project deals with the idea of valorisation of Untreated Sediments in the formulation of lightweight concrete. For this, an innovative foam concrete based on the replacement of its fine sand by sediments is developed. Several experimental tests are realized to characterize the sediments, and to study the properties of fresh and hardened foam concrete. The percentage by weight of cement and the volume percentage of foam were modified from 12% to 18% and from 0 to 30 and 50% respectively. Compressive tests were performed on specimens at 7 and 28 days. The ultrasonic non-destructive technique has been used for monitoring the hardening of lightweight concrete. The results showed that mechanical properties such as compressive strength, Young's modulus, and ultrasonic wave velocity increase with cement and decrease with % foam with acceptable values for filling work.*

*MOTS-CLÉS : Valorisation, sédiments, béton de mousse.*

*KEY WORDS: Valorization, sediments, Foam Concrete.*

## 1. Introduction

La problématique de gestion des sédiments de dragage revêt de plus en plus d'importance par le durcissement de la réglementation. En effet, l'accumulation des sédiments au fond des cours d'eau ou des ports provoque la diminution du tirant d'eau nécessaire à la navigation notamment pour la circulation fluviale. Leur extraction est ainsi nécessaire avec un volume de sédiments dragués estimé chaque année à environ 50 millions de m<sup>3</sup>. Les nouvelles directives européennes sur la gestion des sédiments sont très contraignantes. Les sédiments ne peuvent plus être rejetés dans le milieu marin obligeant à terme les collectivités à prévoir un traitement à terre coûteux en raison des volumes considérables à valoriser et de la complexité d'un tel processus. Les sédiments représentent également un problème du point de vue de l'environnement, car les sédiments sont pollués, il faut donc les traiter. Face à cette problématique, des nouvelles filières de valorisation et de traitement ont été recherchées, notamment dans les travaux routiers, aménagement paysager et la transformation des sédiments en produits de construction [FRA 17] [ZAM 16] [LIM 11].

Dans ce travail, des sédiments provenant du bassin d'Arcachon ont été étudiés. Dans un premier temps, ces sédiments ont été caractérisés. Dans un deuxième temps, un béton innovant à base de sédiments marins sera développé. Ce dernier est fabriqué à partir d'une mousse qui lui confère une faible densité afin d'être utilisé par la suite dans les travaux portuaires comme matériau de remplissage pour des palplanches par exemple. Ce béton allégé permettrait ainsi de diminuer le poids d'appuis exercé sur le rideau de palplanche et de mettre en place un processus de fabrication du béton à partir des sédiments marins dragués sur le lieu du chantier [HOR 14]. La formulation et le procédé de fabrication du béton allégé ont été basés sur les travaux de Zambon et al. [ZAM 16] qui ont utilisé des sédiments artificiels pour la fabrication du béton. L'effet du pourcentage de ciment et du pourcentage de mousse sur les propriétés mécaniques a été étudié.

## 2. Programme expérimental

Les sédiments ont été prélevés du port du rocher à la teste de Bush en Gironde sans aucun traitement préalable. Ces sédiments ont été ensuite mélangés dans un malaxeur afin d'assurer une certaine homogénéité entre les différentes formulations. Le ciment utilisé pour la fabrication du béton allégé est le ciment (CEM 1, 52.5 N PM-CP2). C'est un ciment de haute performance adapté à la production de bétons en milieux faiblement agressifs dont les travaux à la mer et les bétons au contact du gel et des sels de déverglaçage. Une mousse à base de « protéine animale » a été utilisée. La mousse est fabriquée à l'aide d'un générateur qui produit 150-200 litre de mousse par minute en amont de la confection du béton et est ensuite incorporée au béton frais pendant l'étape de malaxage. La méthode de formulation est basée sur le rapport  $w / w_L$  qui correspond au ratio de la teneur en eau du mélange sur la limite de liquidité des sédiments. Ce rapport a été fixé au début en se basant sur les travaux de Zambon et al. [ZAM 16] à 1.7. Le pourcentage de ciment et le pourcentage de mousse ont été variés de 12% à 18% et de 0%, 30% à 50% respectivement. Six formulations ont été ainsi testées (12C0M, 12C30M, 12C50M, 18C0M, 18C30M, 18C50M avec C pour ciment et M pour mousse).

Les sédiments ont été malaxés pendant dix minutes en ajoutant l'eau progressivement. Ensuite, le ciment est incorporé. La mousse est ajoutée à la fin tout en malaxant pendant une minute afin d'éviter la rupture des bulles d'air.

Les essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques de dimension 10x10x10 cm<sup>3</sup> et ceci à 7 et 28 jours selon la norme EN 206. Après coulage, les éprouvettes ont été couvertes par un film plastique pendant 48h, puis ont été ensuite démoulées et conservées dans une salle climatique à 20°C et une humidité relative de 60%.

Les essais de compression simple ont été effectués à l'aide d'une machine électromécanique d'une capacité de 50 KN. Le chargement du béton a été appliqué avec un déplacement imposé d'une plaque d'acier à une vitesse constante de 0,5 mm/min. Les éprouvettes ont été équipées de 2 capteurs LVDT pour mesurer la déformation longitudinale et de 2 autres capteurs LVDT pour mesurer la déformation transversale.

De plus, un système portable composé d'un générateur d'impulsion PUNDIT (Portable Ultrasonic Nondestructive Digital Indicating Tester) a été utilisé avec deux transducteurs (émetteur et récepteur) de 200 KHz de fréquence afin de suivre l'évolution de la rigidité du béton. Des essais de flexion trois points ont été aussi réalisés sur des éprouvettes de dimensions 7x7x28 cm<sup>3</sup>.

### 3. Résultats

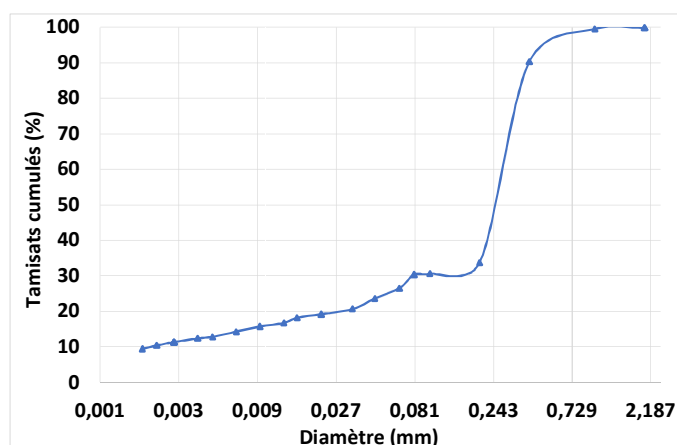
#### 3.1 Caractérisation des sédiments

Les propriétés physiques des sédiments ont été déterminées au début : la masse volumique, la teneur en eau, l'essai d'équivalent de sable, la valeur au bleu de méthylène (NFP 94-068), les limites d'Atterberg (NF P 94-051) et la granulométrie par tamisage sous l'eau et par sédimentométrie. Le tableau 1 présente les propriétés des sédiments et la classification selon le système de classification USCS. L'indice de plasticité est égal à 4.

N°	1	2	3	Moyenne
W <sub>l</sub> (%)	23,8	24,7	23,4	24
W <sub>p</sub> (%)	19,6	19,6	20,6	20
VBS (ml/g)	0,42	0,43	0,41	0,42
ES	46	47		47%
Classification USCS	Sable limoneux			

**Tableau 1:** propriétés physiques des sédiments.

L'analyse granulométrique des sédiments a été réalisée par tamisage sous l'eau selon la norme (NFP P 94-041) afin de déterminer le pourcentage massique des différentes classes granulaires. La sédimentation a été aussi réalisée afin d'étudier la granulométrie des particules fines (<80 µm) selon la norme (NF P94-057). La figure 1 présente la courbe granulométrique obtenue indiquant que les sédiments sont composés majoritairement de sable (70%) avec une fraction d'argile de 30%.



**Figure 1:** Courbe granulométrique des sédiments marins

#### 3.2 Propriétés du béton frais

Le béton allégé est fabriqué afin d'être utilisé en tant que matériau de remplissage pour les palplanches. Ainsi, une masse volumique à l'état frais supérieure à la masse volumique de l'eau et d'au moins égale à 1,2 Kg/L est visée. Le tableau 2 présente la masse volumique moyenne pour les 6 formulations étudiées. A noter ici que le béton allégé est assez fluide et aucune vibration est nécessaire pour la mise en place. L'étalement correspondant aux différentes formulations est aussi présenté au tableau 2.

	12C0M	12C30M	12C50M	18C0M	18C30M	18C50M
(Kg/L)	2,12	1,79	1,61	2,03	1,86	1,65
Etalement	64	69	72	77	80	86

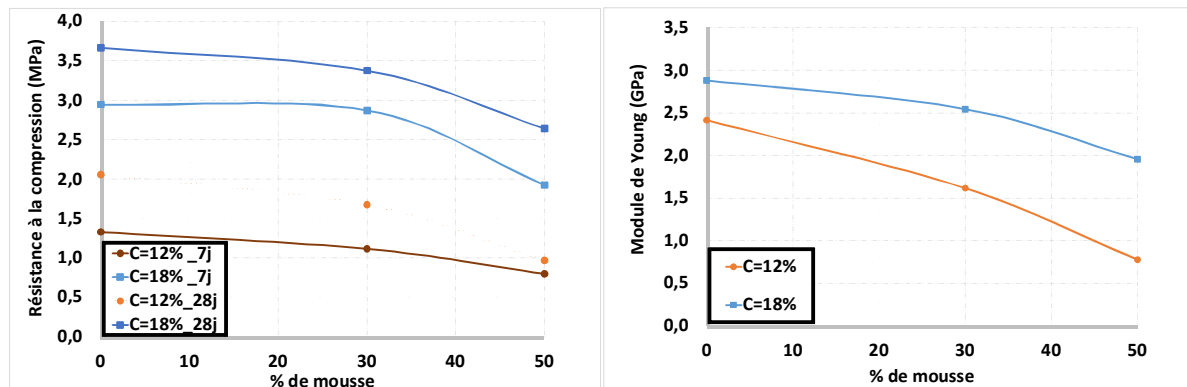
**Tableau 2:** propriétés du béton frais



### 3.3 Propriétés mécaniques

La figure 2 présente l'évolution de la résistance à la compression et du module de Young à 7 et 28 jours en fonction du pourcentage de mousse et du pourcentage de ciment. Les résultats montrent une diminution des propriétés mécaniques en fonction du pourcentage de mousse dû à l'augmentation de la porosité et à l'inverse une augmentation de ces valeurs avec le pourcentage de ciment suite aux différentes réactions de hydratation. A noter ici qu'une bonne corrélation a été observée entre le module de Young et le module dynamique calculé à partir de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores.

La résistance à la compression est supérieure à la contrainte minimale acceptée (0,3 MPa) pour le béton de remplissage des palplanches. Ainsi, le pourcentage de ciment peut être diminué. Par ailleurs, des essais supplémentaires doivent être réalisés afin de prendre en compte la variabilité de la granulométrie des sédiments et surtout dans le cas où le pourcentage d'argile est important ce qui risque de diminuer fortement la résistance à la compression [ZAM 16].



**Figure 2:** Résistance à la compression et module de Young en fonction du % de mousse et de ciment.

## 4. Conclusion

Les propriétés à l'état frais et à l'état durci d'un béton allégé à base de sédiments ont été déterminées dans cette étude. L'effet du % de ciment et du % de mousse a été aussi étudié. Les résultats ont montré que la densité diminue avec l'ajout de la mousse et varie légèrement avec l'ajout du ciment. Par ailleurs, les propriétés mécaniques comme la résistance à la compression, le module de Young et la vitesse des ondes ultrasonores augmentent avec l'ajout du ciment et diminuent avec le % de mousse. Ces valeurs sont supérieures au minimum requis pour les travaux de remplissage indiquant un vrai intérêt de la valorisation des sédiments dans ce genre d'application. Des recherches additionnelles sont en cours afin de réaliser une caractérisation physico-chimique plus fines des sédiments (% des métaux lourds et des matières organiques), d'optimiser les formulations et d'étudier la durabilité de ce matériau dans son environnement suite à différents types d'agression (lixiviation).

## 5. Références

[FRA 17] FRAR I., BELMOKHTAR N., EL AYADI H., AMMARI M., BEN ALLAL, L., « Valorization of port dredged sediments in cement mortars », *JMES*, Vol. 8, n° 9, 2017, p. 3347-3352.

[ZAM 16] ZAMBON A., SAIYOURI N., SBARTAI Z.-M., DUPLAIN H., « Recycling of Marine Sediments Stemming from Dredging for the Formulation of Lightweight Concrete used for Embankments », *5th International Symposium on Sediment Management - ASIMS*, 2016.

[LIM 11] LIMEIRA J., ETXEBERRIA M., AGULLO L., MOLINA. D., « Mechanical and durability properties of concrete made with dredged marine sand », *Construction and Building Materials*, Vol. 25, n° 11, 2011, p. 4165-4174.

[HOR 14] HORPIBULSUK S., WIJITCHOT A., NERIMITKNORBUREE S., « Factors influencing unit weight and strength of lightweight cemented clay », *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, vol.47, 2014, p101-109.

---

# Vers une scénarisation non déterministe de l'usage d'un bâtiment

**S. THIOUB, O. GRAZIANI, F. SFILIGOÏ TAILLANDIER**

*samboudiang.thioub@etu.unice.fr, olivier.graziani@ac-nice.fr, franck.taillandier@u-bordeaux.fr.*

*Polytech Lab - Université Nice Sophia Antipolis - 930 Route des Colles - BP 145- 06903 Sophia Antipolis – France  
Université de Bordeaux, I2M, CNRS UMR 5295, F-33400 Talence, France*

---

*RÉSUMÉ. Cette communication s'intéresse à la modélisation de scénarios d'usages et d'aléas inhérents au bâtiment dans le but d'en estimer les impacts sur des indicateurs tels que la consommation énergétique, la qualité de l'air, le confort thermique, acoustique, ... Pour cela, nous avons utilisé le modèle Li-BIM déjà existant, qui permet de simuler le comportement d'occupants dans un bâtiment, et pour lequel nous avons développé un module additionnel dédié à la formalisation et à la simulation de scénario. Les scénarios sont composés de briques de scénario élémentaires, qui constituent une base de connaissances réutilisables ; ils peuvent être déterministes, stochastiques ainsi qu'interactifs. Le module « Scenario » a été conçu avec un souci de flexibilité permettant de prendre en compte une grande variété de situations (panne de courant, changement des occupants, détérioration des matériaux...). Un exemple d'application est présenté dans cet article afin d'illustrer le fonctionnement du module.*

*ABSTRACT. This communication is concerned with the modelling of scenario of use and hazards that are inherent to the building in order to estimate their impact on indicators such as energy use, air quality, thermal and acoustic comfort, ... For that purpose, we used the already existing Li-BIM model which enables the simulation of occupants' behaviour in a building, and for which we developed an additional module dedicated to the formalisation and simulation of scenarios. Scenarios are composed of elementary scenario bricks, which constitute a reusable knowledge base; they can be deterministic, stochastic as well as interactive. The Scenario module has been designed with a special care for flexibility to take into account a wide variety of situations (power failure, change of occupants, deterioration of materials...). An application case is presented in this article to illustrate how the module works.*

*MOTS-CLÉS: Li-BIM, comportement des occupants, scénario d'usage, aléas*

*KEYWORDS: Li-BIM, occupants' behaviour, scenario of use, hazards*

---

## 1. Introduction

Dans le cadre des bâtiments performants énergétiquement, le mode de vie des habitants, leur comportement, ainsi que les aléas naturels (e.g. variations météorologiques) et technologiques (e.g. panne électrique) ne peuvent plus être négligés. La non prise en compte des usages et des aléas est une source d'écarts significatifs entre « comportements simulés » issus de la modélisation et « comportements réels » constatés *in Situ* [CAL 16 ; DEL 17]. Si les méthodes de conception actuelles tentent d'y remédier en intégrant des scénarios d'usage, les modélisations des usages et des comportements utilisées sont peu précises et présentent des impacts déterministes [RIN 18]. Afin de répondre à cet enjeu, nous avons développé le modèle Li-BIM [TAI 17], permettant de simuler le comportement d'occupants dans un bâtiment. Ce modèle est structuré autour d'un modèle Agent permettant d'importer une représentation BIM du bâtiment (IFC) et intégrant une architecture cognitive BDI (Belief-Desire-Intention) ainsi qu'un modèle relationnel pour les occupants.

Le modèle Li-BIM permet de simuler le comportement d'occupant dans un bâtiment. Toutefois, il ne propose pas de scénario d'usage. Les occupants dans Li-BIM sont guidés par le modèle cognitif et s'adapte à l'évolution de l'environnement ; on ne peut pas orienter leurs usages et leurs pratiques. De plus le modèle n'intègre pas d'aléas (occurrence d'une situation non prévue) ou de variations intrinsèques des agents (e.g. variation du nombre d'occupants, dégradation des matériaux, ...). Afin de répondre à ce double enjeu (aléa et scénario d'usage), cet article présente un module additionnel à Li-BIM permettant de simuler des scénarios d'usages et des aléas, de façon stochastique et interactive.

## 2. Description du module « Scénario » de Li-BIM

Le module « scénario » est intégré sous la forme d'un agent dans le modèle Li-BIM. Un scénario est composé de plusieurs éléments : (a) les paramètres de la simulation (date de début, date de fin...), (b) les entrées Li-BIM classiques (IFC, fichier occupants...), et (c) des briques de scénario, qui sont elles-mêmes des agents (« Scénario brick »). Une brique de scénario va décrire un événement. Elle est définie par une condition de déclenchement, un ensemble de variables affectées au modèle, et l'impact sur ces variables. Par exemple : la brique de scénario « Fired » est définie par la modification de l'attribut « Job » de l'occupant ciblé en lui attribuant la valeur « false ». Les briques de scénario sont paramétrables, c'est l'agent scénario qui va préciser quelles sont les briques utilisées et les paramètres associés. Par exemple, un scénario peut utiliser la brique « Fired » en précisant l'occupant touché et la date à laquelle cela se produit (condition de déclenchement).

Afin de pouvoir intégrer plus de variabilité au système, il est possible de probabiliser les conditions de déclenchement ainsi que les effets de la brique. Par exemple, pour la brique « Fired », on peut conditionner son déclenchement au travers d'un tirage aléatoire et d'une probabilité d'occurrence (e.g. « il y a une probabilité de 30% que mon occupant perde son emploi chaque mois »).

Une autre possibilité offerte par ce module est d'introduire de l'interactivité dans la simulation, permettant de faire rentrer Li-BIM dans une logique de simulation participative ; i.e. une simulation multi-agents avec lequel les humains interagissent directement en contrôlant un des agents du système [GUY 06]. Dans cet usage, l'utilisateur contrôle les paramètres associés aux briques et notamment la condition de déclenchement. Ce mode a un réel intérêt pour comprendre comment fonctionne le modèle et quelles sont les conséquences d'un aléa (approche « Si...alors »). Par exemple, l'utilisateur peut questionner le modèle sur ce qui se passerait s'il y avait une panne de courant généralisée à tout le quartier (brique « Power cut »).

Un point important du modèle retenu est sa polyvalence. Au travers du système de scénario et des briques, il est possible de simuler une grande variété d'événements aux cinétiques variées. Par exemple, il est possible de construire une brique « Insulation Material deterioration » qui va permettre de réduire la résistance thermique d'un isolant en respectant une cinétique définie. Cette brique ne sera utilisée que pour des scénarios d'une longue durée. Une autre brique peut simuler un événement beaucoup plus soudain, comme par exemple une panne de courant « Power cut » ; cet événement aura peu d'influence sur la consommation moyenne prise sur une longue durée (sauf si les pannes sont très répétées), mais peut être intéressant à étudier si l'on s'intéresse au comportement des occupants face à un aléa.

Un autre atout majeur du système par brique est sa capacité à formaliser des connaissances qui peuvent être facilement réutilisées par la suite. Ainsi, une bibliothèque de briques de scénarios est en cours de création. Lorsque l'on veut construire un scénario, il suffit de préciser les briques à utiliser ainsi que les paramètres associés.

### 3. Exemple d'intégration d'aléas dans un scénario d'usage

Afin d'illustrer le fonctionnement du modèle, nous proposons de simuler un scénario. Le bâtiment considéré est une maison individuelle à Nice d'environ 75m<sup>2</sup>. La famille se compose de deux adultes (Jean et Marianne qui travaillent trente-cinq heures par semaine) et d'une fille (Pepita qui va à l'école). Le modèle BIM a été réalisé avec Revit (Autodesk). Toutes les données (IFC pour Revit et CSV pour Excel) ont été importées par Li-BIM.

La maison est un classique des années 2010 en ce qui concerne sa conception et répond aux exigences réglementaires de la RT2005, devant conduire à une consommation énergétique inférieure à 150 kWh/an.m<sup>2</sup>.

Le scénario simulé intègre les événements suivants :

- (1) Jean perd son travail (déclenchement à une date aléatoire de cet aléa) ;
- (2) Etant ancien fumeur, il se remet alors à fumer ;
- (3) Il ouvre systématiquement la fenêtre du séjour lorsqu'il fume ;
- (4) Parfois, il oublie de la refermer, laissant d'autres membres de la famille le faire ;
- (5) Jean retrouve du travail au moins 3 mois plus tard (de manière aléatoire), mais continue de fumer ;
- (6) Il gagne 2 fois plus d'argent que lors de son travail précédent.

Ces 6 événements correspondent à 6 briques de scénario différentes et vont impacter les indicateurs suivis (notamment la consommation énergétique) de différentes façons. Le (1) induit une plus forte présence à son domicile. De ce fait, durant la journée, alors qu'aucun occupant n'était présent à la maison et qu'il n'y avait pas

nécessité de maintenir le chauffage à une température de confort, cela devient nécessaire. Le (2) n'a pas de conséquence immédiate sur la consommation énergétique (mais pourrait en avoir sur la santé de l'occupant et la qualité de l'air), mais couplé au (3) induit une perte de chaleur en hiver à cause de l'ouverture d'une fenêtre. Le (4) augmente cette perte et conduit à réduire la température intérieure et ainsi le confort des occupants. Le (5) permet de revenir à une occupation identique à celle initiale (avec les trois membres de la famille absent en semaine en journée). Le (6) peut induire une modification du comportement. En effet, Li-BIM intègre une caractérisation des occupants basée sur des profils types qui vont guider les actions. Par exemple, un occupant ayant une conscience écologique forte et/ou disposant de faibles moyens financiers sera plus soucieux d'économiser de l'énergie, quitte à réduire un peu son confort, qu'un occupant n'ayant pas de souci financier et peu soucieux de l'environnement.

La figure 1 présente une comparaison des résultats pour le poste de consommation énergétique pour le chauffage (les autres postes de consommation ne sont pas indiqués ici), sur une année, avec et sans le scénario défini (résultats de 100 itérations). Comme attendu avec l'application du scénario, la consommation énergétique augmente (10,6% en moyenne). On peut noter aussi que la variabilité sur le résultat est plus importante en raison de la nature stochastique du scénario.

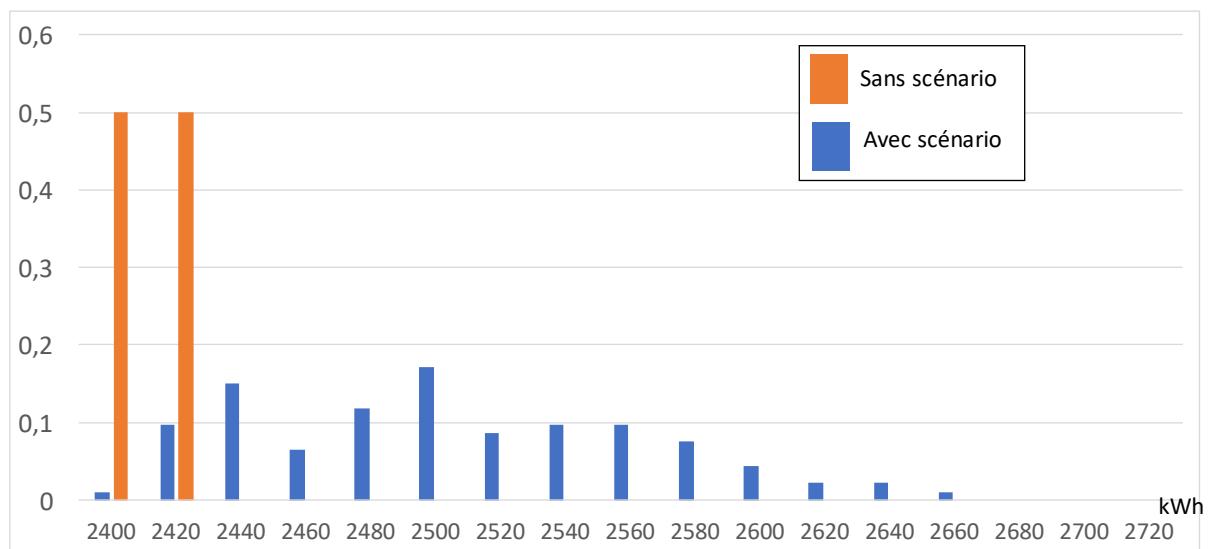


Fig. 1. Distribution des résultats vis à vis de la consommation de chauffage, sans ou avec le scénario défini

#### 4. Discussion

Le scénario considéré dans l'exemple peut paraître quelque peu caricatural, mais il est pourtant représentatif d'une réalité sociale. En effet, selon les données de Pole Emploi et de l'INSEE, il y a environ 1 million de licenciements par an et 28,5% des chômeurs de moins de 50 ans retrouvent un emploi le trimestre suivant. De plus, pour les anciens fumeurs le taux de reprise de la cigarette est particulièrement élevé (selon une enquête de *Santé publique France* parue en mai 2017, près d'une personne en recherche d'emploi sur deux fume quotidiennement). La littérature scientifique [WAT 18] atteste que les situations de stress et de déprime sont plus à même de faire reprendre ou commencer la cigarette.

Le module Scénario de Li-BIM offre une grande flexibilité d'usage, permettant, selon son intérêt de simuler de nombreuses situations. Notamment, il permet de prendre en compte des phénomènes observables dans les données statistiques (e.g. la probabilité de perdre son emploi et d'en retrouver un autre le trimestre suivant).

Une de ses forces est aussi de pouvoir coupler différents événements permettant de simuler des scénarios complexes. Par exemple, il est possible d'étudier simultanément des aléas d'usagers mais aussi de les coupler à des aléas sur les systèmes (fenêtre cassée, chaudière en panne, ...) et même des aléas liés au bâti (dégradation de la performance des matériaux). La combinaison d'événements constitutifs d'un scénario est alors infinie. La pertinence d'un scénario dépendra de sa probabilité d'apparition ainsi que de la gravité de ses impacts sur les indicateurs étudiés. Par ailleurs, être en mesure de simuler un scénario complexe combinant plusieurs événements dont l'issue est difficile à appréhender sans une simulation numérique, est particulièrement intéressant dans une optique d'aide à la décision en phase de conception ou d'exploitation (e.g. paupérisation des occupants, couplée

à un vieillissement du bâti). En effet, les résultats du scénario ainsi élaboré peuvent permettre de conclure sur la pertinence d'une solution technologique difficilement appréhendable autrement (e.g. solution demandant un entretien régulier et/ou un comportement attendu de l'occupant).

Toutefois, le couplage de 2 scénarios peut avoir des conséquences contradictoires. Par exemple, le fait d'ouvrir une fenêtre afin d'améliorer la qualité de l'air d'une pièce peut être paradoxale d'un point de vue acoustique en particulier pour des bâtiments proches d'un important trafic routier. Si le modèle Li-BIM enrichi de son module « Scenario » est en mesure d'évaluer l'impact de tels scénarios, il ne fournit en revanche pas de réponse quant aux critères et solutions à privilégier. Un nouveau module d'aide à la décision multicritères/multi-objectifs devrait alors être ajouté pour répondre à ces problématiques.

## 5. Conclusion

Nous avons présenté dans cet article un module « Scenario » pour le modèle de simulation du comportement des occupants d'un bâtiment Li-BIM. Ce module permet, sur une logique d'assemblage de briques élémentaires de scénario, de construire des scénarios d'usages et d'aléas complexes pouvant être simulés au travers de Li-BIM. Cela constitue un outil prometteur dans la démarche de corrélation entre le comportement réel et le comportement simulé.

Des améliorations significatives sont en cours de développement. En effet, l'apparition d'une bibliothèque de briques interactives va considérablement simplifier l'élaboration de scénarios :

- Permettant d'intégrer rapidement suffisamment d'évènements afin d'élaborer un scénario réaliste dans sa complexité,
- Permettant de faciliter la commande de certaines actions comme la gestion des conditions de déclenchement.

Un autre aspect concerne l'établissement de règles de construction de scénario, permettant de générer des scénarios pertinents selon le bâtiment considéré. Enfin, l'outil bénéficiera d'avancés sur Li-BIM lui-même, notamment au travers du développement de nouveaux indicateurs de performance ; des indicateurs (et les modèles associées) pour évaluer la qualité de l'air intérieur et l'impact environnemental sont en cours d'implémentation.

## 6. Bibliographie

- [CAL 16] CALÌ, D., T. OSTERHAGE, R. STREBLOW AND D. MÜLLER, "Energy performance gap in refurbished German dwellings: Lesson learned from a field test." *Energy and Buildings*, vol. 127, 2016, p. 1146-1158.
- [DEL 17] DELZENDEH, E., S. WU, A. LEE AND Y. ZHOU, "The impact of occupants' behaviours on building energy analysis: A research review." *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 80, 2017, p. 1061-1071.
- [GUY 06] GUYOT P., *Simulations multi-agents participatives*, Thèse de Doctorat, Université Paris 6, 2006.
- [RIN 18] RINALDI, A., M. SCHWEIKER AND F. IANNONE, "On uses of energy in buildings: Extracting influencing factors of occupant behaviour by means of a questionnaire survey." *Energy and Buildings*, vol. 168, 2018, p. 298-308.
- [TAI 17] TAILLANDIER, F., P. TAILLANDIER AND A. MICOLIER. Li-BIM – Simulation du comportement des occupants d'un bâtiment à partir d'une maquette numérique, *35èmes Rencontre Universitaires de Génie Civil*, Nantes, 2017.
- [WAT 18] WATSON, N. L., K. G. DEMARREE AND L. M. COHEN, "Cigarette craving and stressful social interactions: The roles of state and trait social anxiety and smoking to cope." *Drug and Alcohol Dependence*, vol. 185, 2018, p. 75-81.

# Liste des auteurs

- Abdallah Rafik, 655–658  
Abdoulaye Hama Nadjibou, 138–141  
Achour Mohamad, 459–466  
Adda Bedia Elabbes, 524–528  
Adjovi Loko Raoul Spéro, 14–17  
Aelbrecht Denis, 142–145  
Aggoun Salima, 563–567  
Agnaou Elhachemi, 208–211  
Ahfir Nasre-Dine, 134–137  
Ait Atmane Hassen, 529–532  
Ait Tahar Kamal, 365–368  
Al Hajjar Ahmad, 589–592  
Alem Abdellah, 134–137  
Allam Hamza, 576–580  
Allou Fatima, 115–119  
Amiel Martin, 386–389  
Amiri Ouali, 280–283  
Amouri Chahinez, 563–567  
Amziane Sofiane, 48–51, 180–184, 576–580  
Angellier Nicolas, 598–601  
Apedo Komla Lolonyo, 225–229  
Aubert Jean-Emmanuel, 30–34  
Audebert Maxime, 10–13, 347–350  
Augeard Eric, 35–39  
Ayad Mohammed, 356–359
- Béreyziat Antoine, 10–13  
Bacconnet Claude, 204–207  
Bakhaled Mohammed Laid, 272–275  
Bala Mokrane, 200–203  
Balayssac Jean-Paul, 103–106, 647–650  
Basco Clément, 26–29  
Bastidas-Arteaga Emilio, 99–102  
Beaucour Anne-Lise, 91–94, 242–245  
Belaidi Ourdia, 365–368, 614–617  
Belayachi Naima, 40–43, 238–241  
Belazi Walid, 390–393  
Belhaj Essia, 191–195  
Belkadi Ahmed Abderraouf, 563–567  
Benanane Abdelkader, 150–153  
Bendahmane Fateh, 280–283  
Benkhalel Maroua, 625–628  
Bennai Riadh, 529–532  
Benyelles Chemseddine Mehdi, 551–554
- Benz-Navarrete Miguel, 204–207  
Biaou Angelbert, 138–141  
Bikoko Theodore Gautier Le Jeune, 537–541  
Blanc Philippe, 216–219  
Boileau Hervé, 386–389  
Bordjiba Abdelhak, 568–571  
Bouamra Youcef, 365–368  
Bouchair Abdelhamid, 10–13, 551–554  
Bouchair Hamid, 390–393  
Bouchemella Salima, 589–592, 638–642  
Boudlal Omar, 326–329, 651–654  
Bouhjiti David, 476–483  
Boukais Said, 614–617  
Boukelia Ahmed, 126–129  
Boumechra Nadir, 551–554  
Bouraada Faïçal, 524–528  
Bourdim Abdel-Allah, 150–153  
Bourdim Sidi Mohammed El-Amine, 150–153  
Bouregaya Souad, 309–313  
Bourgès Ann, 91–94  
Boustingorry Pascal, 200–203  
Breul Pierre, 204–207  
Breyse Denys, 220–224  
Bucher Raphaël, 111–114  
Buhe Catherine, 386–389  
Burlet Jean-Laurent, 74–77  
Burtschell Yves, 251–255, 576–580
- Carré Hélène, 369–372  
Cau-Dit-Coumes Céline, 78–81  
Cavene Edouard, 339–342  
Chadfeau Calypso, 191–195  
Chal Bruno, 292–295  
Chalot Antoine, 351–355  
Chaplain Myriam, 1–4  
Chateauneuf Alaa, 390–393  
Chauhan Parul, 130–133  
Chekroun Lokmane El-Hakim, 150–153  
Chenal Jean-Marc, 292–295  
Cherifi Wafa Nor El Houda, 555–558  
Chesneau Olivier, 572–575, 643–646  
Chevreuil Mathilde, 5–8  
Chiriatti Léon, 225–229  
Clastres Pierre, 309–313

Claude Sophie, 86  
 Clerc Jean-Pierre, 251–255, 576–580  
 Cochonnat Romain, 52–55  
 Cointe Alain, 14–17  
 Colinart Thibaut, 26–29, 160–163  
 Collet Florence, 61–64  
 Colson Valentin, 56–64  
 Coureau Jean-Luc, 14–17  
  
 Dalmais Martin, 56–60  
 Dao Duy Lam, 377–380  
 Darwich Ghina, 572–575, 643–646  
 Dauti Dorjan, 443–450  
 Davy Catherine, 78–81, 305–308  
 De Campos Matthieu, 305–308  
 De Larrard Thomas, 87–90  
 Degrave-Lemeurs Matthias, 26–29, 634–637  
 Delannoy Guillaume, 409–416  
 Denis Alain, 572–575  
 Descantes Yannick, 297–300  
 Devillers Philippe, 18–21  
 Didouche Zahia, 196–199  
 Diop M. B., 288–291  
 Djama Khaled, 335–338  
 Djamai Zakaria, 185–190  
 Djelal Chafika, 208–211  
 Douk Najib, 347–350  
 Dubois Frédéric, 598–601  
 Dubois Thierry, 78–81  
 Dubujet Philippe, 121–125  
 Duplan François, 251–255, 576–580  
 Duprat Frédéric, 87–90  
 Durif Sébastien, 10–13  
  
 Eid Joanna, 638–642  
 Ekevad Mats, 559–562  
 El Hajjar Ahmad, 130–133, 638–642  
 El Marzak Mounir, 238–241  
 El Youssoufi Moulay Saïd, 70–73, 164–167  
 Elachachi Sidi Mohammed, 643–646  
 Elachachi Sidi-Mohammed, 572–575  
 Eric Larose, 103–106  
 Eslami Javad, 91–94, 242–245  
 Ezziane Karim, 196–199  
  
 Farah Tahani, 142–145  
 Faure Florent, 66–69  
 Fedaoui-Akmoussi Ourdia, 547–550  
 Feliers Cédric, 572–575, 643–646  
 Ferrier Emmanuel, 35–39, 256–259, 335–338,  
 351–355, 381–384  
 Feugeas Françoise, 191–195, 225–229  
  
 Fleureau Jean Marie, 146–149, 581–584  
 Fleureau Jean-Marie, 142–145  
 Fond Christophe, 225–229  
 Foray Geneviève, 292–295  
 François Marc, 95–98  
 François Pierre, 225–229  
 Fry Jean-Jacques, 142–145  
 Ftatsi Mbetmi Guy-De-Patience, 87–90  
  
 Gabor Aron, 335–338  
 Gaillard Laura, 172–175  
 Gaillard Virginie, 5–8  
 Galimard Philippe, 14–17  
 Garcia Justo, 305–308  
 Garcia-Diaz Eric, 18–21  
 Garnier Vincent, 103–106, 647–650  
 Gbaguidi Aïsse Léopold Gérard, 14–17  
 Georges Sébastien, 52–55  
 Georgescu Dan Paul, 164–167  
 Gherdaoui Moufida, 276–279  
 Ghorbel Elhem, 22–25, 82–85, 168–171  
 Girard Benjamain, 142–145  
 Girboveanu Andrei, 164–167  
 Glé Philippe, 26–29, 634–637  
 Goufi Nourredine, 155–159  
 Gourves Roland, 204–207  
 Grédiac Michel, 606–609  
 Grairia Said, 505–519  
 Graziani Olivier, 74–77, 659–662  
 Guenfoud Hamza, 568–571  
 Guenfoud Mohamed, 276–279  
 Guettala Abdelhamid, 563–567  
 Guyard Romain, 5–8  
  
 Hérisson Benjamin, 495–503  
 Hadidane Hocine, 542–546  
 Hadji Lazreg, 520–528  
 Hafsa Waël, 598–601  
 Hamard Erwan, 26–29, 160–163  
 Harkes Marien, 142–145  
 Hasnaoui Abdelaziz, 168–171  
 Hellouin De Menibus Arthur, 26–29, 160–163,  
 634–637  
 Homoro Omayma, 246–250  
 Hoxha Dashnor, 40–43, 242–245  
 Huchet Florian, 297–300  
 Huon Vincent, 164–167  
 Hussain Atif, 61–64  
  
 Imanzadeh Saber, 146–149  
 Ismail Brahim, 40–43  
  
 Jacquot Frédéric, 52–55



Jadeau Olivier, 56–60  
 Jamei Mehrez, 121–125  
 Jamin Frédéric, 70–73, 164–167  
 Jebli Mouad, 70–73, 164–167  
 Johann Priou, 5–8  
  
 Ka Moussa, 288–291  
 Kacem Mariem, 121–125  
 Kacimi Larbi, 309–313  
 Kadri El-Hadj, 196–199  
 Kallel Hatem, 369–372  
 Kechemir Anissa, 651–654  
 Kermouche Guillaume, 142–145  
 Kezmane Ali, 614–617  
 Khattaoui Mohammed, 326–329, 651–654  
 Kheirbek-Saoud Siba, 581–584  
 Kheloui.taouche Fatma, 365–368  
 Khoury Eliane, 234–237, 533–536  
 Kouta Nathalie, 593–597  
  
 La Borderie Christian, 369–372  
 Lagouin Méryl, 30–34  
 Lambert John, 142–145  
 Lambertin David, 78–81  
 Lanier Sandy, 78–81  
 Lanos Christophe, 56–64, 216–219, 284–291  
 Laou Lamyaa, 602–605  
 Lawrence Mike, 61–64  
 Le Cunff Tanguy, 56–60  
 Lecieux Yann, 5–8, 61–64, 95–98  
 Lecompte Thibaut, 26–29, 66–69, 160–163  
 Leduc Dominique, 5–8, 95–98  
 Lenormand Hélène, 26–29, 160–163  
 Limaiem Mariem, 22–25  
 Limam Oualid, 22–25  
 Louadj Amel, 629–633  
 Lowke Dirk, 230–233  
 Lupi Cyril, 5–8, 95–98  
  
 Ménard Sylvain, 10–13  
 Ma Enze, 134–137  
 Madi Rafik, 276–279  
 Magniont Camille, 30–34  
 Maillard Pascal, 602–605  
 Maimouni Houda, 297–300  
 Mallet Celine, 238–241  
 Manyo Edem Yawo, 115–119  
 Marc François, 61–64  
 Marchand Baptiste, 451–458  
 Masenelli-Varlot Karine, 292–295  
 Mator Chaibati Nadare, 107–110  
 Merad Boudia Sofiane, 551–554  
  
 Mercado-Mendoza Hugo, 225–229  
 Mercier Charlotte, 331–334  
 Meunier Marie, 26–29  
 Miah Md Jihad, 369–372  
 Michel Laurent, 35–39, 335–338, 351–355, 381–384  
 Micolier Alice, 1–4  
 Missoum Abdelghani, 551–554  
 Moghrabi Ishak, 280–283  
 Molez Laurent, 216–219, 288–291  
 Monnot Pascal, 216–219  
 Moonen Peter, 30–34  
 Moutou Pitti Rostand, 559–562, 606–609  
  
 N’guyen Tuan Anh, 598–601  
 Nebab Mokhtar, 529–532  
 Nekomouche Amine, 614–617  
 Nguyen Phi Long, 484–494  
 Nicolas Reuge, 44–47  
 Nicot Sophie, 18–21  
 Noumowé Albert, 91–94, 242–245  
  
 Odounga Bernard, 559–562, 606–609  
 Omary Safiullah, 191–195, 264–267  
 Otmani-Benmehidi Nadia, 360–364  
 Ouahbi Tariq, 134–137, 589–592, 638–642  
 Ould Larbi Latifa, 520–523  
 Ouldboukhitine Salah-Eddine, 390–393  
  
 Page Jonathan, 401–408  
 Pambou Nziengui Claude Feldman, 559–562  
 Pantet Anne, 138–141, 146–149, 314–317  
 Payan Cédric, 103–106, 251–255, 647–650  
 Peña Pablo, 82–85  
 Pelissou Céline, 70–73  
 Perrot Arnaud, 66–69, 180–184, 230–233  
 Petit Christophe, 115–119  
 Pham Ba Tung, 212–215  
 Pham Minh Dung, 598–601  
 Phelipot-Mardelé Annabelle, 284–287  
 Picoux Benoit, 115–119  
 Pierre Alexandre, 230–233  
 Pimbert Sylvie, 66–69  
 Pimienta Pierre, 369–372  
 Piwakowski Bogdan, 103–106  
 Plé Olivier, 130–133  
 Plassiard Jean-Patrick, 343–346, 373–376  
 Poinclou Christophe, 216–219  
 Pop Octavian, 598–601  
 Prime Noémie, 130–133  
 Prud’homme Elodie, 52–55  
  
 Queheille Eva, 322–325

Quirant Jérôme, 318–321  
 Rémond Sebastien, 297–300  
 Rakotonarivo Sandrine, 647–650  
 Rakotovao Ndriana, 99–102  
 Ranaivomanana Harifidy, 280–283  
 Ranaivomanana Narintsosa, 103–106  
 Rangeard Damien, 180–184  
 Razafindratsima Stephen, 647–650  
 Reynaud Philippe, 115–119  
 Rezgui Chaabouni Hajer, 618–621  
 Richard Patrick, 297–300  
 Rivenet Murielle, 305–308  
 Roiban Lucian, 292–295  
 Rojo Amandine, 216–219  
 Rossignol Sylvie, 602–605  
 Roufael Georges, 242–245  
 Roy Nathalie, 351–355  
 Rozière Emmanuel, 5–8, 95–98  
  
 Sénéchal Pascale, 30–34  
 Safa Abdelkader, 524–528  
 Saiyouri Nadia, 322–325, 593–597, 655–658  
 Salah Nesrine, 610–613  
 Saliba Jacqueline, 103–106, 593–597, 655–658  
 Salvatore Ferdinando, 185–190  
 Sauce Gérard, 386–389  
 Sauce Gerard, 74–77  
 Sbartai Mehdi, 103–106, 647–650  
 Schmitt Lucie, 425–432  
 Schoefs Franck, 5–8, 99–102  
 Sebsadji Soumia Kheira, 260–263  
 Sellier Alain, 111–114  
 Selmi Moez, 121–125  
 Serbah Hocine, 589–592  
 Sfligoï Taillandier Franck, 1–4  
 Si Hadjmohand Nadjet, 614–617  
 Si Larbi Amir, 185–190, 256–259, 347–350  
 Siline Mohammed, 264–267  
 Sonebi Mohammed, 180–184  
 Souli Hanene, 142–149, 581–584  
 Soulimane Ilyas, 301–304  
  
 Ta Van Loc, 467–474  
 Taazount Mustapha, 48–51  
 Taibi Said, 146–149, 589–592, 638–642  
 Taillandier Franck, 322–325, 659–662  
 Takarli Mokhfi, 598–601  
 Taouche-Kheloui Fatma, 614–617  
 Thierry Vincent, 297–300  
 Thioub Samboudiang, 659–662  
 Tintiller Patrick, 52–55  
  
 Titirla Magdalini, 381–384  
 Tlaji Tala, 256–259  
 Toussaint Evelyne, 48–51, 606–609  
 Trakarli Mokhfi, 618–621  
 Tran Khai Hoan, 146–149  
 Turesson Jonas, 559–562  
  
 Ulmet Laurent, 598–605  
  
 Vanhove Yannick, 208–211  
 Varnier Maximin, 176–179  
 Verdier Jérôme, 111–114  
 Verheecke Alexandre, 589–592  
 Vidal Thierry, 111–114  
 Viel Marie, 61–64, 417–424  
 Vigroux Martin, 91–94  
 Vincelas Théo, 26–29, 160–163  
 Vu Xuan Hong, 256–259, 347–350  
  
 Wadi Husam, 48–51  
 Wang Huaqing, 134–137  
 Wang Hui, 622–624  
 Wardeh George, 82–85, 168–171  
 Weger Daniel, 230–233  
 Willemetz Marie-Claude, 78–81  
  
 Yáñez-Godoy Humberto, 643–646  
 Yanez-Godoy Humberto, 572–575  
 Yassia Gansonre, 204–207  
 Yoka Khail Bilal, 585–588  
 Yotte Sylvie, 602–605, 618–621  
 Yrieix Bernard, 292–295  
  
 Zambon Agnes, 655–658  
 Zentar Rachid, 200–203  
 Zhang Xi, 268–271  
 Zhou Zhe, 394–399  
 Zitouni Kheira, 434–442  
 Zouatnia Nafissa, 520–523

# Table des matières

Couverture	1
2ème de couverture	2
Comité d	3
Comité Scientifique	4
Aménagement Urbain et Construction Durable	6
Domego, un jeu sérieux pour l'apprentissage de la gestion d'une opération de construction, Sfiligoï Taillandier Franck [et al.]	1
Mesure de résistivité in-situ dans un ouvrage en béton armé avec un capteur Wenner noyé, Johann Priou [et al.]	5
Bois et matériaux biosourcés et éco-matériaux	9
Analyse numérique du comportement thermique de poutres hybrides acier-bois en situation d'incendie, Béreyziat Antoine [et al.]	10
Caractérisation physique et mécanique de produits intermédiaires pour la fabrication de composites en pin maritime, Adjovi Loko Raoul Spéro [et al.]	14
Construire avec des ressources locales : le béton de terre coulé, Nicot Sophie [et al.]	18

Etude comparative de l'efficacité de la réparation du béton avec des matériaux composites bio ressourcés et des composites carbone-époxyde, Limaiem Mariem [et al.]	22
Etude des bétons biosourcés à base de terre crue et de chanvre dans le cadre du projet ECO-TERRA, Hellouin De Menibus Arthur [et al.]	26
Etude du potentiel des écorces de tournesol et de maïs comme granulats végétaux dans la formulation de bétons légers, Lagouin Méryl [et al.]	30
Expérimentation et modélisation de planchers multi-matériaux bois-béton, Augéard Eric [et al.]	35
Influence des bio-adjuvants sur les propriétés thermiques et mécaniques d'un composite chaux-paille, Ismail Brahim [et al.]	40
Modèle de cinétique locale de sorption couplé au phénomène d'hystérésis pour les matériaux biosourcés, Nicolas Reuge	44
Racking behaviour of timber walls filled with hemp concrete, Wadi Husam [et al.]	48
Stabilisation de briques de cendres volantes comprimées par activation alcalin, Prud'homme Elodie [et al.]	52
Transposition industrielle de la production de panneaux rigides isolants en chènevotte de chanvre, Colson Valentin [et al.]	56
Évaluation de la durabilité de matériaux de construction biosourcés, Viel Marie [et al.]	61
Durabilité, Endommagement, corrosion, fatigue, vieillissement, attaques chimique	65
Analyse de l'absorption d'eau de composites WPC: optimisation de la méthodologie, Faure Florent [et al.]	66
Caractérisation de l'expansion due à la réaction sulfatique interne à l'échelle	

de l'interphase pâte de ciment-granulat, Jebli Mouad [et al.]	70
Caractérisation de l'intelligence des bâtiments, Sauce Gerard [et al.]	74
Durabilité des interfaces béton Portland/mortier de géopolymère, Davy Catherine [et al.]	78
Etude expérimentale du fluage des bétons de granulats recyclés, Peña Pablo [et al.]	82
Etude expérimentale et numérique de solutions basées sur les éco-matériaux pour la rénovation thermique du patrimoine bâti urbain, Claude Sophie	86
Fiabilité fonctionnelle résiduelle d'un barrage atteint de réaction alcali-granulats, Ftatsi Mbetmi Guy-De-Patience [et al.]	87
Influence des caractéristiques intrinsèques et environnementales sur l'endommagement des pierres de construction par cycles de gel-dégel, Vigroux Martin [et al.]	91
Mesure du retrait au coeur d'un béton avec un capteur de déformation 3D, Lecieux Yann [et al.]	95
Méthode de fenêtrage pour l'identification de la corrélation spatiale de grandeurs de durabilité du béton, Rakotovao Ndriana [et al.]	99
Non-destructive Evaluation of Concrete Damages of Containment Walls in Nuclear Power Plants, Sbartai Mehdi [et al.]	103
Qualification de Durabilité des Bétons soumis à différents Environnement agressifs avec un Plan d'essais accélérés Optimisé, Matoir Chaibati Nadare	107
Un nouveau critère de fissuration pour les matériaux hétérogènes soumis à des sollicitations multi-physiques, Sellier Alain [et al.]	111
Vers une modélisation avancée du contact pneu-chaussée en vue de l'amélioration du calcul de durée de vie, Manyo Edem Yawo [et al.]	115

Géotechnique, depollution des sols	120
Caractérisation de l'effet d'un agent tensio-actif sur la perméabilité et la rétention d'eau dans un sol, Selmi Moez [et al.]	121
Effet de température des cycles thermiques sur les propriétés thermiques des sols compactés, Boukelia Ahmed	126
Methodology to study the suction effects on mechanical characteristics of rammed earth, El Hajjar Ahmad [et al.]	130
Modélisation du transport-dépôt de particules en suspension en milieu poreux saturé sous conditions défavorables, Ouahbi Tariq [et al.]	134
Méthodologie d'étude des digues anciennes en terre de latérites au Burkina Faso, Pantet Anne [et al.]	138
Réduction de la perméabilité de deux matériaux granulaires sous l'effet de l'activité bactérienne, Farah Tahani [et al.]	142
Some aspects of the cyclic behavior of quasi-saturated sand, Tran Khai Hoan [et al.]	146
Traitement d'un glissement de terrain par l'utilisation des pieux, cas pathologique en Algérie., Bourdim Sidi Mohammed El-Amine [et al.]	150
Matériaux innovants	154
Analyse des caractéristiques physiques et mécaniques de bétons de granulats recyclés de béton pour la valorisation de ce type de granulats, Goufi Nourredine	155
CARACTÉRISATION DE LA VARIABILITÉ DE TERRES DISPONIBLES LOCALEMENT : EFFET SUR LA CONSISTANCE ET LA MESURE DU SEUIL DE CISAILLEMENT, Vincelas Théo [et al.]	160
Caractérisation expérimentale des propriétés chimio-mécaniques de l'interphase pâte de ciment – granulat par MEB et nano-indentation, Girboveanu An-	

drei [et al.]	164
Comparaison entre des mortiers géopolymères et un mortier normalisé de même classe de résistance, Hasnaoui Abdelaziz [et al.]	168
Comportement thermomécanique des agrégats d'enrobés compactés non saturés, Gaillard Laura	172
Diffusion de l'eau dans le bois en extérieur : Des résineux aux feuillus, Varnier Maximin	176
Défis à relever en termes de rhéologie des matériaux cimentaires pour une impression 3D par extrusion/dépôt, Perrot Arnaud [et al.]	180
Développement de panneaux composites en textile mortier (TRC) et isolation innovante intégrant des matériaux à changement de phase, Djamai Zakaria [et al.]	185
Effet de l'hydratation et du rapport E/C sur les paramètres de la rugosité de surface de pâtes cimentaires, Omary Safiullah [et al.]	191
Effet du broyage sur l'amélioration des Propriétés mécaniques des mortiers, Didouche Zahia [et al.]	196
Etude d'impact de la forme des granulats sur les paramètres du modèle d'empilement compressible, Bala Mokrane [et al.]	200
Etude de corrélations des caractéristiques mécaniques des matériaux latéritiques, Yassia Gansonre [et al.]	204
Etude de l'influence des additions et des superplastifiants sur le comportement rhéologique des bétons autoplaçants à l'aide de trois rhéomètres, Agnaou El-hachemi [et al.]	208
Etude expérimentale et numérique de la ségrégation des coulis cimentaires sous cisaillement, Pham Ba Tung	212
Evaluation de la durabilité d'un coulis géothermique, Monnot Pascal [et al.]	216



How many cores are need to assess on site concrete strength with non-destructive techniques?, Breysse Denys	220
Identification des mécanismes d'endommagement de la liaison armature-béton par mesures acoustiques, Chiriatti Léon [et al.]	225
Impression 3D par la méthode de liaison sélective de granulat : pénétration de ciment dans des assemblages granulaires, Pierre Alexandre [et al.]	230
Influence d'Absorption d'Eau des GBR sur l'Eau Efficace des Bétons Recyclés, Khoury Eliane	234
Influence des différentes sollicitations thermiques sur la fissuration des bétons calcaires, Mallet Celine [et al.]	238
Influence des granulats légers sur le comportement à haute température des bétons de structure, Roufael Georges [et al.]	242
Influence du procédé de pré-imprégnation sur la performance mécanique d'un composite verre/matrice ettringitique, Homoro Omayma	246
Influence du séchage en conditions ambiantes sur les mesures électriques de mortiers fibrés, Duplan François [et al.]	251
Influence of different charges in cement-based matrix of textile-reinforced concrete (TRC) on its thermomechanical and thermal behaviours at different temperatures, Tlaji Tala [et al.]	256
Nouvelle approche pour la formulation des BAP basée sur le concept de dimension fractale, Sebsadji Soumia Kheira	260
Optimisation de la teneur d'un ciment en SO <sub>3</sub> : Étude de l'effet du taux de sulfatage sur les propriétés physico-mécaniques d'une matrice cimentaire., Siline Mohammed [et al.]	264
Propagation d'Ondes Ultrasonores dans les Matériaux Orthotropes et Hygro-sensibles : vers une fiabilisation du CND-Bois, Zhang Xi	268

Properties of extruded clay bricks reinforced by date palm fibers following the same industrial production steps., Bakhaled Mohammed Laid	272
Renforcement et réparation des dalles en BA par TFC, Gherdaoui Moufida [et al.]	276
Solidification of dredged sediments using hydraulic and geopolymer binders, Moghrabi Ishak [et al.]	280
Texture du gypse dans les mousses minérales, Phelipot-Mardelé Annabelle [et al.]	284
Valorisation de déchets minéraux par géopolymérisation, Molez Laurent [et al.]	288
Vieillissement hygrothermique d'un aérogel de silice, évolution des propriétés mécaniques en lien avec les changements de structure et de chimie., Chal Bruno [et al.]	292
Risques et Environnement, Analyse de cycle de vie, Génie côtier, Génie off-shore	296
Absorption d'eau par des granulats de béton recyclés modèles immergés dans une pâte de filler, Maimouni Houda [et al.]	297
Estimation des dommages pour les conduites souterraines suite aux séismes, Souli-mané Ilyas	301
Formulation d'un éco-matériau à base de ciment phospho-magnésien : effet de la présence de fines, De Campos Matthieu [et al.]	305
Influence du sulfate de zinc utilisé comme minéralisateur dans la synthèse d'un ciment alitique à basse température, Bouregaya Souad [et al.]	309
Le Havre, la première ville architecturée en béton armé., Pantet Anne	314
Murs en paille porteuse : mise en œuvre et comportement, Quirant Jérôme	318

Optimisation de stratégies de chantier et de gestion des déchets pour la déconstruction de bâtiments, Queheille Eva [et al.]	322
Ressaut hydraulique en canal rectangulaire à radier triangulaire, Khattaoui Mohammed [et al.]	326
Structures, Infrastructures, Interactions sol-structure, Interactions fluide-structure, Building Information Modelling	330
Amélioration de la précision des formules d'interaction pour les structures d'échafaudage sensibles aux effets du second ordre, Mercier Charlotte	331
Comportement en flexion d'un panneau sandwich avec peaux hybrides (GFRP–Matrice minérale) liées par une âme GFRP., Djama Khaled [et al.]	335
Comportement expérimental global et local des couvre- joints avec trous oblongs, Cavene Edouard	339
Effet du mode constructif sur le comportement au séisme de portiques béton armé avec panneau de maçonnerie, Plassiard Jean-Patrick	343
Etat de l'art de l'approche thermique simple pour le béton et contribution numérique à la sensibilité des champs de température du béton sur son comportement thermique à températures élevées, Douk Najib [et al.]	347
Etude du comportement mécanique de liaison BA Voile-dalle renforcé par PRFC sous chargement cyclique alterné, Chalot Antoine [et al.]	351
Identification des caractéristiques dynamiques d'un modèle réduit par la technique " input-output ", Ayad Mohammed	356
Investigation du comportement mécanique des poutres métalliques en situation d'incendie., Otmani-Benmehidi Nadia	360
Modélisation analytique du comportement des dalles de béton renforcées par des patches composites sous une charge excentrée de poinçonnement., Kheloui.taouche Fatma [et al.]	365

Modélisation numérique de l'écaillage du béton au cours d'un incendie, Kallel Hatem [et al.]	369
Réparation d'un mur maçonné avec un TRM innovant, Plassiard Jean-Patrick	373
Solution pour améliorer la maintenance des ponts, Dao Duy Lam	377
Solutions constructives hybrides structurales pour des applications planchers et façades de bâtiments neufs, Michel Laurent [et al.]	381
Thermique et physique du bâtiment	385
Développement d'une méthodologie de diagnostic énergétique dérivée de l'outil réglementaire, Amiel Martin [et al.]	386
L'effet d'incertitude du comportement des occupants et des matériaux de l'enveloppe du bâtiment sur les besoins énergétiques, Belazi Walid [et al.]	390
Projet Windifice - Système intelligent de la ventilation naturelle avec l'interface de visualisation et de pilotage, Zhou Zhe	394
Prix René Houpert Eco matériaux et durabilité	400
Amélioration du comportement à long terme de composites cimentaires renforcés par des fibres de lin, Page Jonathan	401
Durabilité du béton de chanvre soumis à des cycles d'humidification-séchage, Delannoy Guillaume	409
Développer des composites bio-sourcés destinés à l'isolation des bâtiments, Viel Marie	417
Modélisation de la durabilité des ouvrages béton : couplage carbonatation/chlorure, Schmitt Lucie	425
Prix René Houpert Transfert et durabilité	433

Effet des granulats recyclés sur le développement de la microstructure des bétons autoplaçants ( BAP), Zitouni Kheira	434
In-situ neutron tomography and 3D numerical modeling of moisture distribution in concrete at high temperature, Dauti Dorjan	443
Investigation de la nature minéralogique des ciments de verre alcali-activé par RMN du solide, Marchand Baptiste	451
Modélisation de la phase d'initiation de la corrosion des aciers dans le béton, Achour Mohamad	459
Méthode innovante pour la conception environnementale et durable de structure en béton armé soumises à la carbonatation, Ta Van Loc	467
Prix René Houpert Structures et géotechnique	475
Analyse probabiliste de la fissuration et du confinement des grands ouvrages en béton armé et précontraint – Application aux enceintes de confinement des réacteurs nucléaires (Cas de la maquette VeRCoRs), Bouhjiti David	476
Contribution to the experimental characterization and the modeling of thermo-mechanical behaviours of composite materials and structures reinforced with composites subjected to very high temperatures (obtained under fire), Nguyen Phi Long	484
Endommagement discret et continu : application aux matériaux quasi-fragiles, Hérisson Benjamin	495
Session Posters	504
A New Method for Evaluating (Determining) Steel bar-Concrete Adhesion in Self Compacting Concrete:effect of water to binder ratioand type of concrete., Grairia Said	505
Analyse de comportement des plaques sandwiches en FGM, Hadji Lazreg [et al.]	520

Analyse du comportement mécanique des poutres à gradient variable type FGM, Safa Abdelkader [et al.]	524
Analyse en flexion des plaques FGM sur fondation élastique, Nebab Mokhtar [et al.]	529
Caractérisation de l'Hétérogénéité des Granulats de Béton Recyclés, Khoury Eliane	533
Combinations of binders for improvement/treatment of contaminated soils, Bikoko Theodore Gautier Le Jeune	537
Comportement mécanique des couches d'assises modifiées par des débris de démolition, Hadidane Hocine	542
Comportement mécanique des mortiers fibres pré fissures stockés dans un environnement acide, Fedaoui-Akmoussi Ourdia	547
Comportement numérique d'un tronçon en té avec et sans précontrainte, Merad Boudia Sofiane [et al.]	551
Corrosion des armatures : méthodologies de suivi de la durée de vie des ouvrages en béton arme, Cherifi Wafa Nor El Houda	555
Détermination des principales caractéristiques physiques et mécaniques du sapin blanc du massif central et de l'okoumé du Gabon., Pambou Nziengui Claude Feldman [et al.]	559
Effet de la nature des fibres végétales sur les performances mécaniques et les propriétés de transfert des mortiers à base de metakaolin, Belkadi Ahmed Abderraouf [et al.]	563
Effet du climat sur la résistance des enrobés recyclés, Bordjiba Abdelhak [et al.]	568
Effets de la variation de la teneur en eau et de la variabilité spatiale du sol sur la réponse géo-mécanique d'une conduite enterrée, Darwich Ghina [et al.]	572

- Etude comparative de techniques de mesure et de malaxage pour mortiers fibrés type " smart concrete ", Allam Hamza [et al.] 576
- Etude de la liquéfaction d'un sol argileux naturel mou, Souli Hanene [et al.] 581
- Etude du comportement des matériaux fins de plateforme ferroviaire, Yoka Khail Bilal 585
- Etude du retrait empêché d'un matériau argileux en utilisant le ring test, Bouchemella Salima [et al.] 589
- Etude du retrait plastique des bétons de terre : effet des fibres de lin, Kouta Nathalie [et al.] 593
- Evaluation de Champs de Résistivité Electrique de Matériaux Hygroscopiques : vers le Monitoring et le Diagnostic Hydrique des Structures, Hafsa Waël [et al.] 598
- Evaluation du comportement mécanique d'un mur en terre crue sous sollicitations thermo-hydriques lors de son utilisation, Laou Lamyaa [et al.] 602
- Fissuration en mode mixte des bois tropicaux avec la méthode de la grille, Odounga Bernard [et al.] 606
- Identification d'un modèle de zone cohésive pour la zone de transition interfaciale (ITZ) entre le ciment et les granulats lors d'un essai de cisaillement., Salah Nesrine 610
- Influence de la disposition du ferrailage sur le comportement des voiles courts en béton armé sous chargement sismique, Belaidi Ourdia [et al.] 614
- La méthode Impact-Echo appliquée à l'auscultation des ponts en maçonnerie : étude préliminaire, Rezgui Chaabouni Hajer [et al.] 618
- Modeling the influence of water content in Callovo-Oxfordian argillite compression test, Wang Hui 622
- Modélisation théorique et expérimentale du comportement énergétique et en-



vironnemental des matériaux de construction biosourcés, Benkhaled Maroua 625

Pollution par précipitation des carbonates de calcium des eaux saumâtres selon les zones de métastabilité, Louadj Amel 629

Propriétés acoustiques des bétons biosourcés à base de chanvre et de liant chaux ou argile, Hellouin De Menibus Arthur [et al.] 634

Retrait et fissuration des sols argileux par dessiccation, El Hajjar Ahmad [et al.] 638

Suivi du comportement mécanique d'une conduite d'eau potable enterrée et instrumentée : analyse des premières mesures, Yáñez-Godoy Humberto [et al.] 643

Using diffusivity and dissipation of electromagnetic waves in concrete as new non-destructive parameters for nuclear structures evaluation, Sbartai Mehdi [et al.] 647

Valorisation d'un mélange de schiste et de déchets plastiques dans la construction routière, Boudlal Omar [et al.] 651

Valorisation des sédiments dans les travaux de remplissage, Saliba Jacqueline [et al.] 655

Vers une scénarisation non déterministe de l'usage d'un bâtiment, Taillandier Franck [et al.] 659

Liste des auteurs 663

4ème de couverture 663

# 36<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil de l'AUGC



Avec le soutien de nos partenaires

