



HAL
open science

Étude des ouvrages en maçonnerie du génie civil : aptitude au service, sécurité et performances environnementales

Anne Sophie Colas

► **To cite this version:**

Anne Sophie Colas. Étude des ouvrages en maçonnerie du génie civil : aptitude au service, sécurité et performances environnementales. Génie civil. Université Paris-Est, 2017. tel-01823590

HAL Id: tel-01823590

<https://hal.science/tel-01823590>

Submitted on 26 Jun 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.

HABILITATION À DIRIGER DES RECHERCHES

École doctorale : Sciences, ingénierie et environnement
Spécialité : Génie Civil

Présentée par

Anne-Sophie COLAS

ÉTUDE DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE DU GÉNIE CIVIL :
APTITUDE AU SERVICE, SÉCURITÉ
ET PERFORMANCES ENVIRONNEMENTALES

Soutenue le 20 Novembre 2017 devant le jury composé de

M. F. BUYLE-BODIN	Professeur émérite, Université de Lille	Président
M. C. BOUTIN	ICTPE HDR, ENTPE	Rapporteur
M. F. EMERIAULT	Professeur, INP Grenoble	Rapporteur
Mme E. VINTZILEOU	Professeur, NTUA	Rapporteur
M. G. DE FELICE	Professeur, Université de Rome	Examineur
Mme A. FERAILLE	ITPE HDR, ENPC	Examineur
M. D. GARNIER	Chargé de recherche, ENPC	Examineur
M. J.-C. MOREL	Professeur, Université de Coventry	Examineur
M. P. DE BUHAN	Professeur, ENPC	Directeur de l'habilitation

Remerciements

Ce mémoire d’habilitation est le fruit d’un travail collectif entamé il y a une douzaine d’années maintenant. Je souhaite profiter de ce moment pour remercier toutes les personnes qui y ont participé.

Je tiens tout d’abord à remercier les membres du jury d’avoir accepté d’évaluer ce travail. Je remercie plus particulièrement M. François Buyle-Bodin, pour m’avoir fait l’honneur de présider ce jury, ainsi que M. Claude Boutin, M. Fabrice Emeriault et Mme Elizabeth Vintzileou pour avoir accepté de rapporter ce travail et pour leurs remarques éclairées qui ont grandement contribué à améliorer ce mémoire. Je remercie également mes examinateurs : M. Gianmarco de Felice, Mme Adélaïde Feraille et bien sûr, MM. Denis Garnier et Jean-Claude Morel, à qui je dois en plus toute ma formation à et par la recherche. J’apprécie la chance que j’ai eue de continuer à travailler avec vous. Je remercie finalement M. Patrick de Buhan d’avoir accepté de m’accompagner de ses conseils avisés durant cette habilitation.

Mes remerciements vont ensuite aux doctorants et stagiaires que j’ai eu la chance d’encadrer, pour la très grande qualité de leur travail qui a constitué la majeure partie de mon mémoire. Merci plus particulièrement à Omar Moreno Regan, pour son enthousiasme et sa persévérance, ainsi qu’à Patrice Chatellier, Emmanuel Bourgeois, Jean-François Douroux et Alain Desbordes avec lesquels j’ai pris plaisir à encadrer ce travail. Merci aussi bien sûr à Benjamin Terrade, pour sa rigueur et son altruisme, et à l’équipe encadrante dont j’ai beaucoup appris, Patrick de Buhan, Jean-Claude Morel et Denis Garnier. Je remercie enfin toutes les personnes qui ont pris part aux différentes campagnes expérimentales réalisées dans le cadre de ces thèses dans les laboratoires EMMS, SRO et Navier, mais aussi à l’ENTPE grâce à Joachim Blanc-Gonnet et Stéphane Cointet et à l’école de la pierre sèche grâce aux ABPS et notamment Thomas Brasseur, Marc Dombre, Bruno Durand, Pierre Fabre et Cathie O’Neill.

Je remercie également toutes les personnes avec lesquelles j’ai eu plaisir à collaborer sur les guides *Pierre sèche*, le groupe de travail *Fiabilité*, le projet *PEDRA*, les *JNM*, le *MaGIS* et les groupes de travail *Fascicule 64*, *Analyse de risque* et *AFGC*. Je remercie aussi les personnes qui m’ont confié des charges d’enseignement à l’ENTPE, l’ENSAL, l’ESTP, l’UPMC, l’ENSTA ou l’ENPC.

Je n’oublie pas bien sûr les rencontres faites au sein des trois structures dans lesquelles j’ai travaillé et qui m’ont chacune apporté beaucoup.

Pour mes débuts dans le monde de la recherche, je commencerai par remercier M. Claude-Henri Lamarque de m’avoir accueillie au laboratoire Géomatériaux de l’ENTPE et d’avoir accepté également de diriger ma thèse. Je tiens à remercier aussi tous mes collègues, et plus particulièrement les anciens doctorants, désormais éparpillés mais que j’ai plaisir à recroiser pour des raisons professionnelles, ou non.

J’adresse ensuite mes remerciements à MM. Thierry Kretz, Emmanuel Bouchon, Joël Raoul et Jean-Michel Lacombe, pour l’excellent accueil reçu à la DGOI du Sétra et à tous les anciens

occupants du 7^e étage de Bagneux, pour les bons moments passés aux cafés au 10^e, aux DGOI Days et aux JOA, pour avoir forgé ma culture d'ouvragiste et tenté de m'inculquer celle de la course à pied.

Mes remerciements les plus chaleureux vont finalement à la structure qui m'a permis de mener à bien cette HDR. Je tiens à remercier MM. Bruno Godart et Jean-François Seignol, pour ma venue à l'Ifsttar, et tous les collègues de la passerelle pour l'ambiance conviviale qui y règne. Merci plus particulièrement à Florent Baby, Lénéaïc Baron, Patrick Boujard, Marc Estivin, Franck Guirado, Pierre Marchand, Renaud-Pierre Martin et Sandrine Ramanich, pour les essais d'Omar et Benjamin, et à Joël Billo et Jean-Claude Renaud pour avoir en plus apporté leur précieuse expertise dans le montage du cours sur la dalle. Merci à Lucas Adélaïde pour sa grande disponibilité, Pierre Argoul, Moises Arroyo, Amandine Bonnet, Marie-Joe Duboc, Véronique Bouteiller, Cédric Desprez, Yuichiro Kawabata, Benjamin Muller, Boumediene Nedjar, Othman Omikrine Metalsi, Marc Quiertant, Claude Rospars et Damien Suray-Faure, qui nous permet de nous échapper du quotidien. Merci à André Orcesi et Franziska Schmidt qui m'accompagnent (ou plutôt que je poursuis) depuis l'ENTPE. Merci enfin à Nina Coulaty-Chin pour son indéfectible gentillesse et à Minh Orcesi et Valérie Fournier pour leur professionnalisme sans faille et leur écoute sans pareille. Un grand merci également aux doctorants et assimilés pour la solidarité dont ils font preuve, avec une pensée toute particulière à ceux qui m'ont permis de me sentir moins seule, bien que moins paisible, en phase de rédaction. Merci à Ismail, Dylan, Nissrine, Agathe, Mohammad, Leila, Thomas, Amaury, Silvia, Umair, Badreddine, Olfa, Nicolas, Mariia, Adam, Mirah, Yolaine, Farah, Adrien, Zainab.

Je tiens aussi à remercier toutes les personnes qui m'ont apporté un soutien extra-professionnel essentiel.

Merci aux collègues et anciens collègues sus-cités, qui sont devenus des amis au gré des discussions de café et des sorties afterwork. Merci aux amis de presque 20 ans maintenant, Marion, Aurélie, Carolina et Laure, de tenter de garder le contact malgré les changements de vie, les distances et le temps qui passe et à Olivier – et Arnaud, d'y parvenir si bien et plus encore. Et merci à ceux de toujours, Alexandra et Alexis, d'être venus, même si les années où je soutiens ne sont pas de bonnes années, d'avoir été là, d'être toujours là et d'être là encore pour longtemps.

Je remercie de tout cœur ma famille, ma grand-mère et mes parents pour tout ce qu'ils m'ont donné, appris, transmis et pour la liberté qu'ils m'ont toujours laissée.

Je remercie enfin Julien, mon premier relecteur, pour le soutien sans faille qu'il m'a apporté dans cette entreprise et pour toutes ces choses qui font que nos sentiments convergent et que nous vivons une idylle.

Mes derniers mots seront pour celui dont l'absence m'aura accompagnée tout au long de la rédaction de ce mémoire... À Yannick, merci pour tout.

Sommaire

Introduction	7
1 Dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche	11
1.1 Introduction à l'étude des murs en pierre sèche	11
1.2 Théorie du calcul à la rupture	13
1.3 Critère de résistance de la pierre sèche	15
1.4 Dimensionnement par le calcul à la rupture	18
1.5 Modélisation physique	23
1.6 Expérimentation à l'échelle 1	25
1.7 Validation du modèle et champ d'application	30
2 Étude des pathologies : fissuration des tunnels du métro parisien	35
2.1 Introduction aux pathologies des ouvrages en maçonnerie	35
2.2 Loi de comportement de la maçonnerie endommagée	36
2.3 Modélisation par éléments finis	40
2.4 Caractérisation des matériaux	46
2.5 Application à un cas d'étude et perspectives	53
3 Évaluation structurale : capacité portante des barrages et des murs de soutènement	61
3.1 Introduction à l'évaluation et la réparation structurales des ouvrages en maçonnerie	61
3.2 Évaluation de la vulnérabilité sismique des barrages	62
3.3 Évaluation et réparation structurales sous charges permanentes des murs de soutènement	69
3.4 Évaluation structurale sous charges d'exploitation des murs de soutènement . . .	77
3.5 Vers une modélisation numérique	90
4 Vers de nouveaux ouvrages : une approche holistique de la construction neuve	95
4.1 Analyses environnementale, économique et sociale : une approche holistique . . .	95
4.2 Analyse environnementale de la phase de construction	99
4.3 Approche holistique de la vie en œuvre et résilience territoriale	105
4.4 Fin de vie et économie circulaire	110
4.5 Stratégie de prescriptions des ouvrages neufs	112
Conclusion et perspectives	113

Liste des figures	117
Liste des tableaux	121
Bibliographie	123
A Curriculum vitæ détaillé	131
B Articles	139
Table des matières	141

Introduction

Contexte et enjeux

Ce travail d'Habilitation à diriger des recherches porte sur l'étude des structures en maçonnerie du génie civil.

On appelle maçonnerie les constructions faites à partir de blocs (pierre, terre cuite ou crue, béton, etc.) assemblés entre eux par un liant (chaux, ciment, etc.) ou non. On retrouve ce type de construction dans le domaine du bâtiment bien sûr, mais aussi dans les infrastructures de transport, de l'énergie ou de l'hydraulique. En France par exemple, la maçonnerie constitue 70 % des murs de soutènement du réseau routier national, 80 % des tunnels du réseau RATP, 40 % des ponts et 70 % des tunnels du réseau SNCF.

Les constructions en maçonnerie sont reconnues pour leur robustesse et leur durabilité. Elles présentent également une haute valeur esthétique et patrimoniale qui contribue à l'attrait touristique de nombreuses régions en France, comme dans le monde. L'importance et la qualité des constructions en maçonnerie font de la préservation de ce patrimoine un enjeu prégnant, tant en termes de sécurité des biens et des personnes que d'optimisation des ressources environnementales et financières.

La maçonnerie peut constituer également une solution alternative pertinente pour la construction neuve, où ses propriétés en font une technique résolument moderne au regard des performances environnementales, économiques et sociales attendues actuellement dans le cadre d'une économie circulaire de la construction.

L'objectif de mes activités de recherche est de contribuer à une meilleure compréhension du fonctionnement des structures en maçonnerie en développant des méthodes de calcul visant à leur évaluation, tant du point de vue de leur aptitude au service ou de leur sécurité, que de leur performance environnementale. Nous nous intéresserons ici aux ouvrages en maçonnerie du génie civil, à savoir les murs de soutènement et les ponts, mais aussi les tunnels, les quais, les barrages, etc.

État de l'art

D'un point de vue scientifique, la maçonnerie constitue un vrai défi tant pour les modélisateurs que pour les expérimentateurs. En effet, les structures en maçonnerie sont composées de géomatériaux complexes assemblés en un matériau composite caractérisé par une limite de résistance quasi-nulle à la traction, une certaine résistance au cisaillement et une forte anisotropie. La caractérisation théorique et expérimentale du comportement et de la résistance de la maçonnerie est toujours à l'étude. À l'échelle de la structure, de nombreuses hypothèses doivent être prises pour s'accommoder de la forte hétérogénéité de la maçonnerie. Chaque étude revêt un caractère spécifique, compte tenu de la diversité des matériaux et des assemblages, issue du procédé

non-industriel de construction de ce type de structures. De plus, dans le cadre de l'étude de constructions existantes, il faut tenir compte du vieillissement de la structure et des matériaux, de l'évolution de son environnement et des modifications opérées au cours du temps, sans que ces données soient toujours accessibles.

Les recherches sur la maçonnerie se sont fortement développées dans le domaine des monuments historiques. Les stratégies de modélisation adoptées peuvent être divisées en trois grandes catégories, selon le niveau de raffinement souhaité :

- l'approche macro-mécanique, où la maçonnerie est traitée comme un milieu homogène et continu ;
- l'approche micro-mécanique, où les blocs sont modélisés comme un milieu homogène et continu, séparés par des joints qui peuvent être vus soit comme des interfaces (approche simplifiée), soit comme des milieux homogènes et continus (approche détaillée) ;
- l'approche multi-échelle, où la maçonnerie est traitée comme un milieu homogène et continu dont les propriétés sont déterminées à partir de celles des blocs et des joints au moyen d'une procédure d'homogénéisation.

Malgré les avancées réalisées dans la modélisation de la maçonnerie, très peu d'études ont été consacrées aux ouvrages courants du génie civil. À la différence des constructions monumentales, ces ouvrages présentent souvent un appareillage très irrégulier, à la frontière des milieux aléatoires et périodiques, et ils sont en forte interaction avec d'autres éléments de l'infrastructure qu'ils supportent ou protègent (sol de remblai, sol encaissant, retenue d'eau...). De plus, compte tenu du grand nombre d'ouvrages à traiter à l'échelle du patrimoine d'un gestionnaire, il n'est pas toujours possible d'entreprendre des études complexes spécifiques à chaque ouvrage.

Les travaux présentés dans ce mémoire visent à proposer des modèles dédiés aux structures en maçonnerie du génie civil.

Présentation de la démarche

L'intérêt pour cette thématique encore un peu singulière dans le domaine du génie civil est venu de ma thèse de doctorat à l'ENTPE (École nationale des travaux publics de l'État), consacrée à la mécanique des murs de soutènement en pierre sèche. J'ai été alors attirée par ce sujet qui traitait d'une construction au procédé de mise en œuvre si simple et répandu et à la modélisation si complexe et peu explorée. Cette thèse m'a permis de m'initier au comportement de la maçonnerie et à sa modélisation multi-échelle. Elle m'a aussi permis d'approfondir mes connaissances en calcul des structures par la théorie du calcul à la rupture et à la démarche expérimentale sur structures à l'échelle réduite et à l'échelle 1. C'est sur ce binôme théorique et expérimental que reposeront les études d'évaluation structurale présentées dans ce mémoire. Les études réalisées en thèse m'ont aussi sensibilisée au choix d'une approche rigoureuse mais pragmatique et au souci de transmettre les résultats de nos recherches aux artisans, avec lesquels nous avons beaucoup échangé.

À l'issue de ma thèse de doctorat, j'ai rejoint le *Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements – Sétra*, devenu aujourd'hui le *Cerema Infrastructures de transport et matériaux*. L'évolution dans ce service d'ingénierie m'a permis de m'initier à la problématique des ouvrages existants. J'ai ainsi appris que, bien que cette thématique représente un enjeu majeur pour les maîtres d'ouvrage, le corpus technique sur le sujet restait encore peu développé. J'ai pu appréhender les différentes méthodologies qui pouvaient être mises en place pour l'étude de ces ouvrages, des méthodes courantes, avec l'application des règlements en cours, aux méthodes avancées, s'appuyant sur une approche probabiliste de la performance des structures. Grâce aux contacts noués lors de ma thèse, j'ai eu l'opportunité de participer à l'assistance à maîtrise d'ou-

vrage de la construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste à Saint-Andéol-de-Clerguemort (Lozère) et de découvrir les méthodes d'évaluation environnementale à travers ce projet. Ce poste m'a permis en outre de nouer des contacts dans le domaine des ouvrages d'art au sein du réseau scientifique et technique du ministère de la Transition écologique et solidaire.

J'ai depuis eu l'opportunité de reprendre mes activités de recherche en intégrant le laboratoire *Sécurité et Durabilité des Ouvrages d'Art* de l'*Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux – Ifsttar*. Dans ce laboratoire reconnu pour son expertise dans la durabilité et la gestion des ouvrages existants en béton, il m'a été confié la charge de développer les compétences dans le domaine de la maçonnerie. Tout en reprenant mes recherches sur le calcul à la rupture, adaptées à la problématique des ouvrages existants, j'ai eu l'occasion de m'initier à la méthode des éléments finis pour l'étude des pathologies des structures en maçonnerie. Les différentes activités conduites à l'Ifsttar m'ont permis d'être en relation avec de nombreux acteurs de la construction en maçonnerie : d'abord au sein de l'Ifsttar et de l'ENPC (École nationale des ponts et chaussées), puis en France, grâce à l'organisation des premières *Journées nationales maçonnerie* et à la participation au groupement d'intérêt scientifique MaGIS, puis, plus largement, des maîtres d'ouvrages, des bureaux d'études et des entreprises.

Ce mémoire d'habilitation à diriger des recherches est influencé par ce parcours. Il se décompose en quatre chapitres, permettant d'aborder sous différents aspects la problématique des ouvrages en maçonnerie.

Le chapitre 1 retrace le travail effectué lors de ma thèse de doctorat sur le dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche. Il permet d'introduire la théorie du calcul à la rupture, qui sera reprise au chapitre 3 pour l'évaluation structurale. Ce modèle a été validé par des essais sur maquettes et à l'échelle 1. Il permet aussi d'introduire la démarche pragmatique, tournée vers les maîtres d'ouvrages et les artisans.

Le chapitre 2 marque la première incursion dans le domaine des ouvrages existants avec l'étude de la fissuration des voûtes de tunnels du métro parisien. On s'intéresse ici aux pathologies et à l'aptitude au service des ouvrages. Un modèle de comportement couplant endommagement des matériaux et homogénéisation de la maçonnerie y est adapté au cas des voûtes de tunnels. Le modèle est implémenté dans le logiciel par éléments finis CESAR-LCPC et alimenté par des données expérimentales obtenues grâce à des essais de laboratoire sur des carottes prélevées *in situ*.

Le chapitre 3 s'intéresse au second aspect de l'étude des ouvrages existants, à savoir l'évaluation structurale. Un modèle de calcul à la rupture y est développé pour évaluer la stabilité de barrages en enrochement et de murs de soutènement en maçonnerie sous l'effet de charges permanentes, de charges d'exploitation et de charges sismiques. Le modèle est validé par des modèles physiques et des essais à l'échelle 1.

Le chapitre 4 amorce un nouveau virage dans les recherches présentées, puisque l'on s'intéresse ici de nouveau aux ouvrages neufs, du point de vue de leur performance environnementale. Nous proposons une analyse holistique de la construction d'ouvrages en maçonnerie, étendue ensuite à l'ensemble de leur cycle de vie, incluant la vie en œuvre et surtout une réflexion autour de la fin de vie et l'économie circulaire.

En conclusion de ce mémoire, nous reviendrons sur les enseignements que nous avons tirés de ces différents axes de recherche puis nous ouvrirons sur les perspectives de recherche pour les années à venir.

Chapitre 1

Dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche

1.1 Introduction à l'étude des murs en pierre sèche

C'est au cours de ma thèse de doctorat que mon étude des structures en maçonnerie a débuté. Celle-ci portait sur la mécanique des murs de soutènement en pierre sèche.

La pierre sèche est un type de maçonnerie particulier, caractérisé par l'absence de liant pour assembler les blocs entre eux. Ce mode de construction a émergé dans de nombreuses régions du monde où l'accès est difficile et l'approvisionnement en pierre abondant. En France, cette technique a été massivement utilisée au XIX^e siècle, encouragée par une volonté nationale de développer la voirie sur tout le territoire (figure 1.1). Cette période coïncide également avec le développement agricole qui conduit à l'expansion des aménagements pour l'exploitation des terres. La deuxième moitié du XIX^e siècle voit la généralisation de cette technique au niveau rural, à l'initiative des agents-voyers et des agriculteurs. Au début du XX^e siècle, elle a été progressivement remplacée par de nouvelles techniques moins coûteuses en termes de production et de mise en œuvre (béton armé, précontraint, structures métalliques...). Le savoir-faire de la construction à sec s'est perdu à mesure que son emploi dans les travaux publics diminuait.



Figure 1.1 – Route aménagée par des murs en pierre sèche au Cap Corse (Haute-Corse).

Au début des années 2000 pourtant, l'intérêt pour cette technique renaît, motivé tant par l'enjeu que constitue la gestion de l'important patrimoine existant – plus de 20 % du réseau routier national selon le Sétra (2011), que par la redécouverte d'une technique locale, sobre en énergie et donc performante dans le cadre du développement durable. On retrouve alors les qualités qui ont fait son succès au XIX^e siècle. Les propriétés de drainage de la pierre sèche en font un excellent matériau pour le soutènement routier. En effet, l'absence de liant et la présence de pierres de tout calibre constituent en effet un filtre naturel qui permet de réguler l'écoulement des eaux sur toute la structure et de diminuer ainsi les effets de la pression hydrostatique. Les constructions en pierre sèche présentent également une souplesse qui leur permet de se déformer fortement sans rompre et, lorsqu'elles viennent à céder, ce n'est généralement que sur une faible portion. Elles offrent ainsi une solution intéressante pour un gestionnaire désireux d'investir dans une structure robuste, durable et ancrée dans son territoire.

L'expansion de la pierre sèche se heurte toutefois à des freins normatifs et assurantiels, liés en grande partie au manque de cadre scientifique. Ce sujet représente un vrai défi pour la modélisation. La pierre sèche est composée de pierres brutes ou ébauchées de tout calibre, qui sont ensuite assemblées grâce au savoir-faire du maçon, rendant à l'ensemble de la construction un aspect régulier ; elle se place ainsi à la frontière entre les matériaux aléatoires et périodiques. De plus, le type de pierre et l'appareillage utilisés sont très variés, reflet du caractère vernaculaire de la technique.

Des recherches sur le sujet ont été lancées à la fin des années 90 en France comme au Royaume-Uni. Les chercheurs britanniques s'intéressent au développement de modèles numériques, essentiellement via la méthode des éléments distincts, afin de mieux comprendre la formation des « ventres » sur les murs existants (Harkness *et al.*, 2000 ; Powrie *et al.*, 2002 ; Claxton *et al.*, 2005 ; Walker *et al.*, 2007). En France, les recherches se concentrent sur le dimensionnement de ces ouvrages, afin de favoriser de nouvelles constructions. Les premiers travaux sur le sujet démarrent avec la thèse de Boris Villemus (2004). Il propose un modèle adapté de l'équilibre limite des murs poids, dans lequel est introduite une ligne de rupture interne qui traverse le mur. La modélisation est complétée par une campagne expérimentale à l'échelle 1 sur cinq murs de 2 à 4 m de hauteur, chargés par pression hydrostatique. Ces essais sont les premiers recensés depuis la fin du XIX^e siècle et les travaux de Burgoyne (1853). Ils permettent de confirmer l'hypothèse de ligne de rupture interne et de fournir une estimation de l'angle à renseigner dans le modèle.

C'est dans ce contexte que démarre ma thèse de doctorat en 2005, sous l'encadrement de Claude-Henri Lamarque et Jean-Claude Morel de l'ENTPE, et Denis Garnier de l'ENPC. L'objectif était de poursuivre le travail de Villemus (2004) pour proposer une méthode de calcul des ouvrages de soutènement en pierre sèche. Nous avons choisi de nous appuyer sur le cadre rigoureux du calcul à la rupture, bien adapté aux matériaux pour lesquels il est difficile d'exhiber une loi de comportement. Pour valider le modèle, nous avons choisi de poursuivre les expérimentations à l'échelle 1 en choisissant cette fois-ci un sol pulvérulent pour charger le mur.

Ce chapitre retrace les recherches effectuées dans ces travaux de thèse ; pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter à Colas (2009). Il permet d'introduire la théorie du calcul à la rupture et son application à l'homogénéisation et au calcul de structure, ainsi que la validation des modèles par des essais sur maquettes et à l'échelle 1. Ces approches seront reprises dans les travaux sur l'évaluation structurale des ouvrages existants (chapitre 3). On y retrouve également le souci d'une démarche pragmatique, tournée vers les maîtres d'ouvrages, les bureaux d'études, les artisans, qui sera le fil conducteur des études présentées dans ce mémoire.

1.2 Théorie du calcul à la rupture

Cette première section est consacrée à l'introduction de la théorie du calcul à la rupture sur laquelle repose notre modélisation à l'échelle du matériau comme de la structure. Le calcul à la rupture vise à déterminer si un système, avec une *géométrie* donnée, supportera le *chargement* qui lui est appliqué, compte tenu des *capacités de résistance* des matériaux qui le constituent. Pour ce faire, on pose comme condition nécessaire à la stabilité de ce système, la compatibilité entre son équilibre quasi statique et les conditions imposées par ses capacités de résistance. On retrouve ce mode de raisonnement dès Coulomb (1773) mais c'est à Salençon (1983) que l'on doit sa formalisation. La méthode a été, dans un premier temps, consacrée aux problèmes de mécanique des sols (Salençon, 1983 ; de Buhan, 1986 ; Garnier, 1995), avant d'être appliquée aux massifs rocheux fracturés (Bekaert et Maghous, 1996 ; Fréard, 2000), puis à la maçonnerie (de Buhan et de Felice, 1997 ; Sab, 2003). Nous présentons ici les principes généraux de la théorie que nous mettrons en application dans les deux sections suivantes.

1.2.1 Position du problème

La théorie du calcul à la rupture repose sur la connaissance de trois types de données sur la structure étudiée :

1. sa *géométrie*, définie par son volume \mathcal{V} et sa surface \mathcal{S} ;
2. son *mode de chargement* $\underline{Q} \in \mathbb{R}^n$, dont les n composantes correspondent chacune à une sollicitation Q_i , $i = 1 \dots n$, définie dans le volume \mathcal{V} ou sur la surface \mathcal{S}_t ;
3. les *capacités de résistance* de son matériau constitutif, définies en tout point \underline{x} de \mathcal{V} par la donnée du domaine admissible pour les contraintes noté $G(\underline{x})$, de sorte que :

$$\begin{cases} \underline{\sigma}(\underline{x}) \notin G(\underline{x}) \text{ est impossible} \\ \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \text{ est permis} \end{cases}$$

La connaissance de ces trois données nous permet de proposer comme condition nécessaire à la stabilité de l'ouvrage la compatibilité entre l'équilibre quasi statique sous \underline{Q} et les capacités de résistance du matériau, soit :

STABILITÉ POTENTIELLE de l'ouvrage sous \underline{Q}	
\Updownarrow	
Compatibilité entre	ÉQUILIBRE quasi-statique sous \underline{Q} ①
	capacités de RÉSISTANCE du matériau ②

Notons que la stabilité est dite *potentielle* car la condition énoncée n'est que nécessaire. On cherche, à partir de cette condition, à déterminer l'ensemble K des chargements potentiellement supportables par notre système.

1.2.2 Approche statique par l'intérieur

Une première méthode pour évaluer K consiste à construire des champs de contrainte qui assurent la compatibilité des propositions ① et ② ; c'est l'approche dite *statique par l'intérieur*.

L'équilibre ① est assuré si le champ de contrainte $\underline{\sigma}$ est *statiquement admissible* (s.a.), c'est-à-dire si $\underline{\sigma}$ vérifie les conditions aux limites en efforts, et si :

$$\operatorname{div} \underline{\sigma}(\underline{x}) + \underline{\gamma} = \underline{0} \tag{1.1}$$

Les capacités de résistance ② sont quant à elles assurées par :

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \quad (1.2)$$

Alors, tout champ de contrainte $\underline{\underline{\sigma}}$ vérifiant (1.1) et (1.2) définit un chargement potentiellement supportable. K contient donc l'ensemble des chargements \underline{Q} que ces champs de contrainte équilibrent soit :

$$\left\{ \underline{Q} / \exists \underline{\underline{\sigma}} \text{ s.a. avec } \underline{Q} \text{ et } \forall \underline{x} \in \mathcal{V}, \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \right\} \subset K \quad (1.3)$$

En pratique, on cherche les champs de contrainte $\underline{\underline{\sigma}}$ statiquement admissibles qui vérifient l'équation (1.2), étant entendu qu'il n'est *a priori* pas possible de les trouver tous :

$$\boxed{\exists \underline{\underline{\sigma}} \text{ s.a. avec } \underline{Q} \text{ et } \forall \underline{x} \in \mathcal{V}, \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \Rightarrow \underline{Q} \in K} \quad (1.4)$$

Alors, l'enveloppe convexe K_s de l'ensemble des chargements correspondants sera incluse dans K , ce qui revient à une estimation de K par l'intérieur (figure 1.2a).

1.2.3 Approche cinématique par l'extérieur

Pour compléter l'approche précédente, on peut entreprendre une deuxième estimation de K en procédant à la dualisation des équations d'équilibre précédentes par le biais du principe des puissances virtuelles. On qualifie cette approche de *cinématique par l'extérieur*.

En introduisant des champs de vitesse virtuels \underline{v} *cinématiquement admissibles* (c.a.), c'est-à-dire continûment dérivables par morceaux et respectant les conditions aux limites en vitesses, la condition d'équilibre ① peut s'exprimer via le principe des puissances virtuelles par :

$$\begin{aligned} & \forall \underline{\underline{\sigma}} \text{ s.a. avec } \underline{Q} \text{ et } \forall \underline{v} \text{ c.a. avec } \underline{\dot{q}}, \\ & \int_{\mathcal{V}} \underline{\underline{\gamma}} \cdot \underline{v}(\underline{x}) \, dV + \int_{\mathcal{S}} (\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x})) \cdot \underline{v}(\underline{x}) \, dS = \int_{\mathcal{V}} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) : \underline{\underline{d}}(\underline{x}) \, dV + \int_{\Sigma} (\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x})) \cdot \llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket \, dS \end{aligned} \quad (1.5)$$

où $\underline{\underline{d}}$ est le tenseur des taux de déformation, \underline{n} la normale à \mathcal{S} et $\llbracket \underline{v} \rrbracket$ la discontinuité de vitesse.

Le premier terme de l'égalité (1.5) représente ainsi la *puissance des efforts extérieurs* \mathcal{P}^e , que l'on peut encore écrire dans notre mode de chargement à n composantes :

$$\mathcal{P}^e(\underline{Q}, \underline{\dot{q}}) = \int_{\mathcal{V}} \underline{\underline{\gamma}} \cdot \underline{v}(\underline{x}) \, dV + \int_{\mathcal{S}} (\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x})) \cdot \underline{v}(\underline{x}) \, dS = \underline{Q}(\underline{\underline{\sigma}}) \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{v}) \quad (1.6)$$

Le second terme de l'égalité (1.5) représente la *puissance virtuelle de déformation* \mathcal{P}^d , soit l'opposé de la *puissance virtuelle des efforts internes*. À partir de \mathcal{P}^d , on introduit les fonctions suivantes :

$$\pi(\underline{\underline{d}}) = \sup_{\underline{\underline{\sigma}}} \left\{ \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) : \underline{\underline{d}}(\underline{x}) / \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \right\} \quad (1.7a)$$

$$\pi(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) = \sup_{\underline{\underline{\sigma}}} \left\{ (\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x})) \cdot \llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket / \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \right\} \quad (1.7b)$$

Ces fonctions π sont appelées *fonctions d'appui* et désignent respectivement la puissance résistante maximale dans le taux de déformation $\underline{\underline{d}}(\underline{x})$ et dans la discontinuité de vitesse $\llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket$ dans la direction $\underline{n}(\underline{x})$.

On remarque alors que le respect des capacités de résistance ② de l'ouvrage nous permet de majorer la puissance des efforts extérieurs $\mathcal{P}^e(\underline{Q}, \underline{\dot{q}})$ grâce à l'égalité (1.5) par la fonctionnelle :

$$\mathcal{P}^{rm}(\underline{v}) = \int_{\mathcal{V}} \pi(\underline{d}) \, dV + \int_{\Sigma} \pi(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) \, dS \quad (1.8)$$

Cette fonctionnelle $\mathcal{P}^{rm}(\underline{v})$ est appelée *puissance résistante maximale*.

Les capacités de résistance du matériau nous imposent donc une nouvelle condition sur K :

$$K \subset \left\{ \underline{Q} / \forall \underline{v} \text{ c.a. avec } \underline{\dot{q}}, \mathcal{P}^e(\underline{Q}, \underline{\dot{q}}) \leq \mathcal{P}^{rm}(\underline{v}) \right\} \quad (1.9)$$

En pratique, on propose des formes de champs de vitesse \underline{v} cinématiquement admissibles pour lesquelles on calcule $\mathcal{P}^{rm}(\underline{v})$, étant entendu qu'on ne peut les explorer toutes, et on cherche pour quelle valeur de \underline{Q} la fonction $\mathcal{P}^e - \mathcal{P}^{rm}$ est négative, sachant que :

$$\boxed{\underline{Q} \in K \Rightarrow \forall \underline{v} \text{ c.a. avec } \underline{\dot{q}}, \mathcal{P}^e(\underline{Q}, \underline{\dot{q}}) \leq \mathcal{P}^{rm}(\underline{v})} \quad (1.10)$$

Cette opération permet de définir un ensemble K_c qui contient K . On délimite ainsi les frontières de K par excès d'où le nom de construction *par l'extérieur* (figure 1.2b).

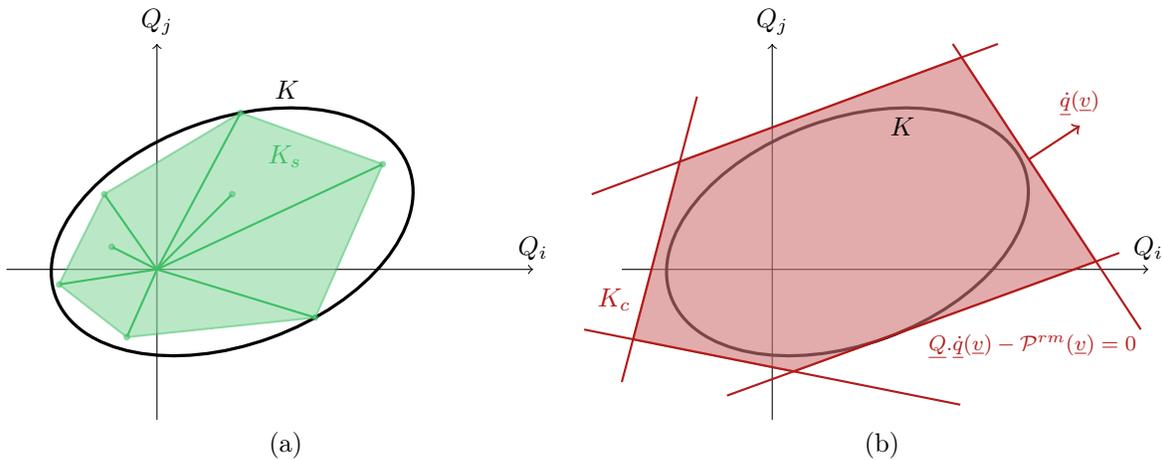


Figure 1.2 – Construction par l'intérieur (a) et par l'extérieur (b) du domaine K des chargements potentiellement supportables.

1.3 Critère de résistance de la pierre sèche

Nous avons vu que, dans la théorie du calcul à la rupture, le comportement des matériaux est décrit par leur seul critère de résistance. Si celui-ci peut être aisément appréhendé dans le cas d'un matériau homogène, la définition de ce critère s'avère plus complexe pour un matériau hétérogène, comme la pierre sèche. Cette section est donc consacrée à la détermination du critère de résistance de la pierre sèche, à partir des travaux de De Buhan et de Felice (1997).

1.3.1 Position du problème

L'irrégularité des pierres et l'hétérogénéité de la maçonnerie de pierre sèche rendent sa modélisation difficile. Nous avons donc décidé de prendre deux hypothèses simplificatrices permettant de poursuivre l'approche pragmatique que nous avons choisi de mettre en œuvre :

- idéalisation de la maçonnerie de pierre sèche comme un assemblage périodique de blocs réguliers (figure 1.3a vers b) ;
- homogénéisation périodique de la maçonnerie (figure 1.3b vers c).

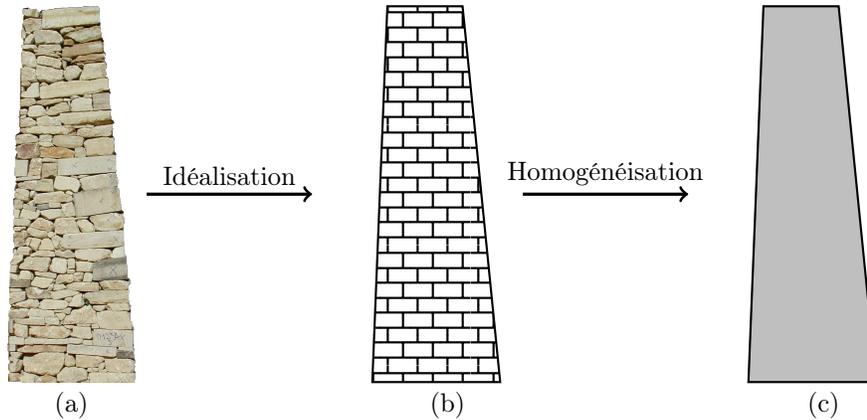


Figure 1.3 – Idéalisation de la maçonnerie de pierre sèche (a) en maçonnerie régulière périodique (b) puis homogénéisation périodique de la maçonnerie régulière (c).

L'homogénéisation est menée dans le cadre théorique du calcul à la rupture. Pour ce faire, on s'appuie sur le travaux de De Buhan et de Felice (1997). Le processus d'homogénéisation permet ainsi de passer de l'échelle microscopique, qui tient compte des blocs et des joints, à l'échelle macroscopique, avec une vision homogène de la structure.

La structure est constituée de blocs de pierre de hauteur a et de largeur b et de joints secs. On commence par définir le volume élémentaire représentatif (VER) de la maçonnerie comme le plus petit élément permettant de reconstituer la géométrie de la structure entière (Hill, 1963). Il s'agit ici d'un losange de volume \mathcal{M} (figure 1.4), ayant pour sommet les centres des quatre blocs voisins.

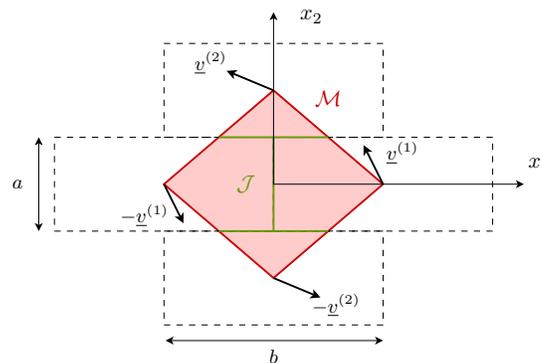


Figure 1.4 – Mécanisme de rupture des blocs du VER d'après de Buhan et de Felice (1997).

La théorie de l'homogénéisation en calcul à la rupture (de Buhan, 1986) nous permet alors de déduire des caractéristiques du VER celles du milieu homogénéisé équivalent, à savoir le domaine de résistance de la maçonnerie G^{hom} .

1.3.2 Approche statique

On définit dans un premier temps les caractéristiques mécaniques des matériaux : les blocs sont considérés comme infiniment résistants devant les joints et les joints suivent une loi de frottement pur de Mohr-Coulomb qui peut s'exprimer en fonction des contraintes normale σ et tangentielle τ de l'interface :

$$g(\sigma, \tau) = |\tau| + \sigma \tan \varphi \leq 0 \quad (1.11)$$

où φ représente l'angle de frottement pierre sur pierre.

Compte tenu des hypothèses retenues, on peut donner une première définition statique de G^{hom} en fonction des champs de contrainte macroscopiques $\underline{\underline{\Sigma}}$:

$$G^{\text{hom}} = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} / \underline{\underline{\Sigma}} = \frac{1}{\mathcal{M}} \int_{\mathcal{M}} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \, dV \right\} \quad (1.12)$$

avec $\forall \underline{x} \in \mathcal{M}$

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in \mathbb{R}^3 \text{ et } \forall \underline{x} \in \mathcal{J}, g(\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}), \underline{n}(\underline{x})) \leq 0 \quad (1.13a)$$

$$\text{div } \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) = \underline{0} \quad (1.13b)$$

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x}) \text{ antipériodique} \quad (1.13c)$$

1.3.3 Approche cinématique

On peut également recourir à une approche cinématique pour définir G^{hom} . Pour ce faire, on écrit le critère de résistance des joints (1.11) sous la forme de la fonction d'appui :

$$\pi(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) = 0 \quad \text{si } \llbracket \underline{v} \rrbracket \cdot \underline{n} \geq |\llbracket \underline{v} \rrbracket| \sin \varphi \quad (1.14)$$

Notons que l'hypothèse d'une résistance infinie des blocs impose par ailleurs une déformation nulle dans le VER soit $\underline{\underline{d}} = \underline{0}$.

On impose alors à chacun des quatre blocs du VER un mécanisme de rupture virtuel par mouvement de corps rigide (figure 1.4). Les conditions de périodicité du VER conduisent à poser :

$$\underline{v}_1 = -\underline{v}_3 = \underline{\alpha} \quad (1.15a)$$

$$\underline{v}_2 = -\underline{v}_4 = \underline{\beta} \quad (1.15b)$$

La définition de ces mécanismes nous permet de calculer la puissance maximale dissipable par la maçonnerie homogénéisée à partir de la fonction d'appui des joints (1.14) :

$$\pi^{\text{hom}} = \int_{\mathcal{M}} \pi(\underline{\underline{d}}) \, dV + \int_{\mathcal{J}} \pi(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) \, dS \quad (1.16)$$

On peut finalement écrire cette puissance dans le taux de déformation macroscopique $\underline{\underline{D}}$. En appliquant les formules de De Buhan et de Felice au cas des joints secs, on trouve ainsi :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{\underline{D}}) = 0 \quad (1.17)$$

sous les conditions de pertinence :

$$-D_{11} \leq 0 \quad (1.18a)$$

$$\tan \varphi |D_{11}| \leq 2mD_{22} \quad (1.18b)$$

$$|D_{12} + D_{21}| \leq \tan \varphi D_{11} + \frac{1}{\tan \varphi} D_{22} \quad (1.18c)$$

où $m = a/b$ est l'élanement des blocs et respecte $2m \leq 1/\tan \varphi$.

On peut remarquer ici que la fonction d'appui homogénéisée est nulle ; ceci s'explique par l'absence de cohésion des joints dans le cas de la maçonnerie en pierre sèche.

L'ensemble G^{hom} peut ainsi être défini comme :

$$G^{\text{hom}} = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} / \underline{\underline{\Sigma}} : \underline{\underline{D}} \leq \pi^{\text{hom}}(\underline{\underline{D}}) = 0 \right\} \quad (1.19)$$

On peut ainsi représenter le domaine G^{hom} des contraintes admissibles (figure 1.5) comme un cône tétraédrique convexe de sommet O , l'origine de l'espace des contraintes. Cette représentation nous montre l'anisotropie du domaine de résistance de la maçonnerie homogénéisée, liée à la faible résistance des joints.

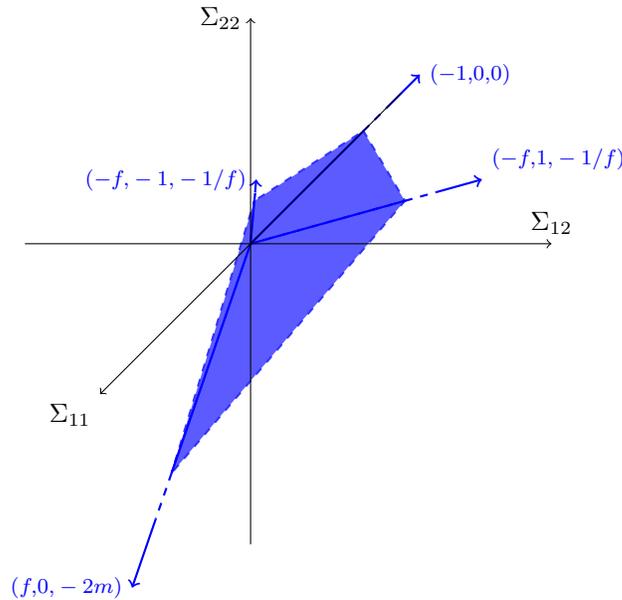


Figure 1.5 – Domaine G^{hom} des contraintes admissibles de la maçonnerie homogénéisée.

1.4 Dimensionnement par le calcul à la rupture

La donnée du critère de résistance du matériau « pierre sèche » nous permet désormais de mettre en œuvre la théorie du calcul à la rupture au niveau de la structure. Dans cette section, nous allons détailler le calcul de stabilité des murs de soutènement en pierre sèche par le calcul à la rupture. Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter à Colas *et al.* (2008, 2010b).

1.4.1 Données du problème

Nous avons choisi comme système d'étude l'ensemble mur-remblai (figure 1.6). On considère que le mur et son remblai reposent sur une fondation de même nature que les blocs le composant et que le remblai est infiniment long. Les surfaces libres du mur comme celles du remblai sont supposées libres de contraintes. Nous avons décidé de ne pas tenir compte d'une éventuelle cohésion du sol pour simplifier les calculs d'une part et, d'autre part, parce que c'est l'hypothèse

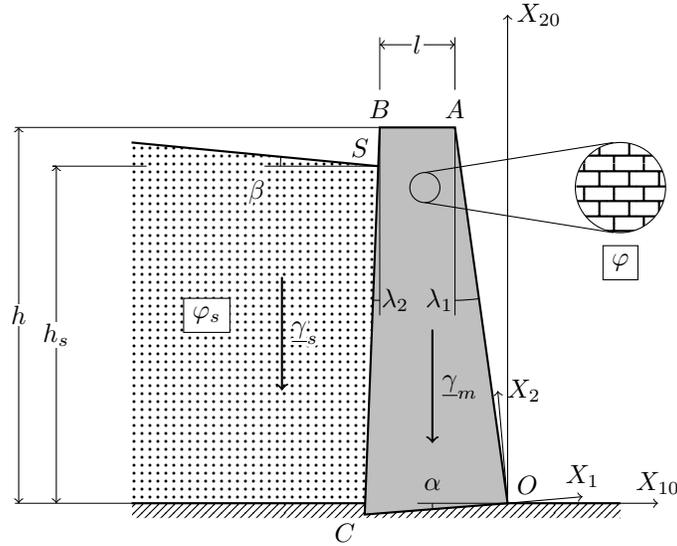


Figure 1.6 – Données de géométrie, mode de chargement et critère de résistance du système mur-remblai.

couramment retenue en géotechnique dans le calcul des murs de soutènement pour des raisons de sécurité.

On commence par définir les trois données nécessaires à la mise en œuvre du calcul à la rupture dans le cas du mur de soutènement en pierre sèche :

géométrie : définie pour chaque élément du système :

- pour le mur, hauteur h , largeur en tête l , fruit aval $f_1 = \tan \lambda_1$ et fruit amont $f_2 = \tan \lambda_2$, et inclinaison des lits de pierre par rapport à l'horizontale α ;
- pour le sol, hauteur h_s et inclinaison de sa surface libre par rapport à l'horizontale β , le massif étant considéré comme infiniment long ;

chargement : poids propre des matériaux constitutifs, pour le mur $\underline{\gamma}$ et pour le sol $\underline{\gamma}_s$:

$$\underline{\gamma} = -\gamma \sin \alpha \underline{e}_1 - \gamma \cos \alpha \underline{e}_2 \quad (1.20)$$

$$\underline{\gamma}_s = -\gamma_s \sin \alpha \underline{e}_1 - \gamma_s \cos \alpha \underline{e}_2 \quad (1.21)$$

capacité de résistance : définie pour chaque matériau constituant le système :

- pour le mur, le critère homogénéisé défini précédemment (1.17 et 1.18) :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{\underline{D}}) = 0 \quad \text{si} \quad \begin{cases} -D_{11} \leq 0 \\ \tan \varphi |D_{11}| \leq 2mD_{22} \\ |D_{12} + D_{21}| \leq \tan \varphi D_{11} + \frac{1}{\tan \varphi} D_{22} \end{cases}$$

- pour le sol, un critère de Mohr-Coulomb d'angle de frottement φ_s (Salençon, 1983) :

$$\pi(\underline{\underline{d}}_s) = 0 \quad \text{si} \quad \text{tr} \underline{\underline{d}}_s \geq (|d_{s1}| + |d_{s2}|) \sin \varphi_s \quad (1.22a)$$

$$\pi(\underline{\underline{n}}_s, \llbracket \underline{\underline{v}}_s \rrbracket) = 0 \quad \text{si} \quad \llbracket \underline{\underline{v}}_s \rrbracket \cdot \underline{\underline{n}}_s \geq \llbracket \underline{\underline{v}}_s \rrbracket \sin \varphi_s \quad (1.22b)$$

- pour l’interface sol-mur, une interface de Mohr-Coulomb d’angle de frottement δ (Salençon, 1983) :

$$\pi(\underline{n}, \underline{\Delta v}) = 0 \quad \text{si } \underline{\Delta v} \cdot \underline{n}_\delta \geq |\underline{\Delta v} \cdot \underline{t}_\delta| \tan \delta \quad (1.23)$$

où $\underline{\Delta v} = \underline{v} - \underline{v}_s$ est la discontinuité de vitesse, \underline{n}_δ la normale et \underline{t}_δ la tangente à l’interface.

1.4.2 Choix des mécanismes de rupture virtuels

Pour mettre en œuvre l’approche par l’extérieur du calcul à la rupture, nous devons proposer des formes de champs de vitesse cinématiquement admissibles. Les mécanismes sont généralement choisis pour leur simplicité ou leur proximité avec l’expérience mais ils peuvent aussi être purement imaginaires et ne reflètent pas nécessairement le mode de rupture réel de la structure.

Pour les mécanismes du mur, nous avons choisi de nous conformer aux observations faites par Villemus (2004) dans sa campagne expérimentale à l’échelle 1. Nous avons donc proposé une rupture en translation ou en rotation le long d’une ligne de rupture interne OO' faisant un angle Ψ avec l’horizontale. Pour le sol, nous avons exploré des mécanismes classiquement utilisés en mécanique des sols (Salençon, 1983) par translation, rotation ou cisaillement du sol le long d’une ligne de rupture interne $O'T$, faisant un angle Ψ_s avec le parement amont du mur.

Nous avons finalement retenu les mécanismes qui donnaient les meilleurs résultats :

1. une translation de vecteur $\underline{\chi}$ du mur et une translation de vecteur $\underline{\chi}_s$ du sol (figure 1.7a) :

$$\forall \underline{X} \in OABO' \quad \underline{v}(\underline{X}) = \underline{\chi} = \chi \cos \psi \underline{e}_1 + \chi \sin \psi \underline{e}_2 \quad (1.24)$$

$$\forall \underline{X} \in O'TS \quad \underline{v}_s(\underline{X}) = \underline{\chi}_s = \chi_s \cos \psi_s \underline{e}_1 - \chi_s \sin \psi_s \underline{e}_2 \quad (1.25)$$

2. une rotation d’angle ω du mur et un cisaillement \underline{v}_s du sol (figure 1.7b) :

$$\forall \underline{X} \in OABO' \quad \underline{v}(\underline{X}) = \omega X_2 \underline{e}_1 - \omega X_1 \underline{e}_2 \quad (1.26)$$

$$\forall \underline{X} \in O'TS \quad \underline{v}_s(\underline{X}) = \omega_s \cos \psi_s X_2' \underline{e}_1' + \omega_s \sin \psi_s X_2' \underline{e}_2' \quad (1.27)$$

Notons que ce dernier champ de vitesse est défini dans un repère (T, X_1', X_2') basé sur la ligne de rupture du sol.

1.4.3 Détermination de la hauteur de remblai extrême

Rupture du mur par translation. L’approche cinématique du calcul à la rupture impose que la puissance des efforts extérieurs demeure inférieure à la puissance résistante maximale pour tous les mécanismes de rupture cinématiquement admissibles, soit :

$$\mathcal{P}^e(\underline{Q}, \underline{\dot{q}}) \leq \mathcal{P}^{rm}(\underline{v}) \quad (1.28)$$

La définition des données du problème (section 1.4.1) et des champs de vitesse virtuels (section 1.4.2) nous permet de calculer les deux termes de cette inégalité (1.28).

La puissance des efforts extérieurs \mathcal{P}^e s’écrit à partir des expressions des poids volumiques (1.20) et (1.21) et des champs de vitesse (1.24) et (1.25), sous la forme d’un polynôme de degré 2 en h_s :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}^e &= \int_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV + \int_{O'TS} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dV \\ \mathcal{P}^e &= p_2(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) h_s^2 + p_1(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) h_s + p_0(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) \end{aligned} \quad (1.29)$$

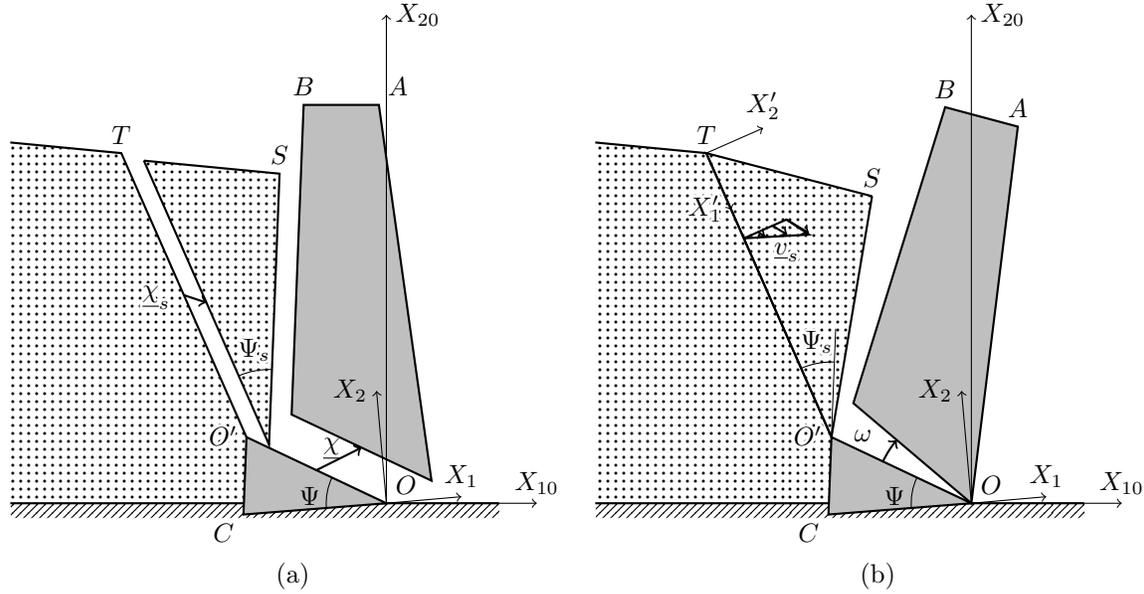


Figure 1.7 – Représentation des deux familles de mécanismes de rupture étudiées : translation du mur et du sol (a) ; rotation du mur et cisaillement du sol (b).

Les coefficients p_i s'expriment en fonction des données de géométrie et de chargement définies en section 1.4.1 et dépendent des paramètres cinématiques.

La puissance résistante maximale est nulle, quel que soit le mode de rupture, à cause de l'absence de cohésion dans le mur comme dans le sol :

$$\mathcal{P}^{rm} = 0 \quad (1.30)$$

Les champs de vitesse virtuels \underline{v} et \underline{v}_s doivent toutefois respecter les conditions de pertinence (1.18), (1.22b) et (1.23).

On met alors en œuvre l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture en reportant les expressions de \mathcal{P}^e (1.29) et \mathcal{P}^{rm} (1.30) dans l'inégalité (1.28) :

$$p_2(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s) h_s^2 + p_1(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s) h_s + p_0(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s) \leq 0 \quad (1.31)$$

La hauteur de remblai critique h_s^{g0} est donc définie comme la plus grande racine du polynôme \mathcal{P}^e (1.29). En posant :

$$\Delta(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s) = [p_1(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s)]^2 - 4 p_2(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s) p_0(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s) \geq 0 \quad (1.32)$$

on trouve :

$$h_s^{g0}(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s) = \frac{-p_1(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s) + \sqrt{\Delta(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s)}}{2 p_2(\underline{\chi}, \underline{\Psi}, \underline{\chi}_s, \underline{\Psi}_s)} \quad (1.33)$$

On minimise finalement h_s^{g0} sur les paramètres cinématiques respectant les conditions de pertinence (1.18), (1.22b) et (1.23) pour identifier les champs de vitesse optimaux. On trouve en

particulier :

$$\Psi^{\text{opt}} = \alpha \quad (1.34a)$$

$$\psi^{\text{opt}} = \varphi \quad (1.34b)$$

$$\psi_s^{\text{opt}} = \frac{\pi}{2} - \varphi_s - \Psi_s + \lambda_2 + \alpha \quad (1.34c)$$

$$\left(\frac{\chi}{\chi_s} \right)^{\text{opt}} = \frac{\cos(\psi_s - \delta - \lambda_2 - \alpha)}{\cos(\psi + \delta + \lambda_2 + \alpha)} \quad (1.34d)$$

Ces champs optimaux (1.34), rapportés dans h_s^{g0} (1.33), fournissent la hauteur de remblai optimale pour cette famille de mécanismes :

$$h_s^g = \min_{\Psi_s} h_s^{g0}(\underline{\chi}^{\text{opt}}, \Psi^{\text{opt}}, \underline{\chi}_s^{\text{opt}}, \Psi_s) \quad (1.35)$$

Rupture du mur par rotation. On met à nouveau en œuvre l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture pour cette nouvelle famille de mécanismes.

La puissance des efforts extérieurs, calculée à partir des expressions des poids volumiques (1.20) et (1.21) et des champs de vitesse (1.26) et (1.27), aboutit cette fois-ci à un polynôme de degré 3 en h_s , de sorte que :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}^e &= \int_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV + \int_{O'ST} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dV \\ \mathcal{P}^e &= p_3(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s^3 + p_2(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s^2 \\ &\quad + p_1(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s + p_0(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) \end{aligned} \quad (1.36)$$

La puissance résistante maximale est toujours nulle, soit :

$$\mathcal{P}^{rm} = 0 \quad (1.37)$$

sous les conditions de pertinence (1.18), (1.22a) et (1.23) pour \underline{v} et \underline{v}_s .

On met à nouveau en application l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture en reportant les expressions de \mathcal{P}^e (1.36) et \mathcal{P}^{rm} (1.37) dans l'inégalité (1.28). La hauteur de remblai critique h_s^{r0} est donc définie comme la plus grande racine du polynôme \mathcal{P}^e (1.36) et calculée par la méthode de Cardan.

On minimise finalement h_s^{r0} sur les paramètres cinématiques respectant les conditions de pertinence (1.18), (1.22a) et (1.23), soit :

$$\Psi^{\text{opt}} = \delta + \lambda_2 + \alpha \quad (1.38a)$$

$$\psi_s^{\text{opt}} = \varphi_s \quad (1.38b)$$

$$\left(\frac{\omega}{\omega_s} \right)^{\text{opt}} = \frac{\sin \Psi_s \sin(\Psi_s + \psi_s + \delta)}{\cos \delta} \quad (1.38c)$$

En reportant ces champs optimaux (1.38) dans l'expression de la hauteur critique h_s^{r0} , on trouve la hauteur de remblai optimale pour cette famille de mécanismes :

$$h_s^r = \min_{\Psi_s} h_s^{r0}(\omega^{\text{opt}}, \Psi^{\text{opt}}, \omega_s^{\text{opt}}, \psi_s^{\text{opt}}, \Psi_s) \quad (1.39)$$

Détermination de la charge extrême. L’approche par l’extérieur du calcul à la rupture nous dit que la hauteur de remblai extrême h_s^+ est donnée par le minimum sur tous les champs de vitesse virtuels cinématiquement admissibles, soit dans notre cas à partir des valeurs critiques en translation (1.35) et en rotation (1.39) :

$$h_s^+ = \min\{h_s^g, h_s^r\} \quad (1.40)$$

Le calcul à la rupture nous a donc permis d’établir une expression semi-analytique de la hauteur de remblai au-delà de laquelle la ruine est assurée. Le caractère semi-analytique est conféré par la minimisation sur l’angle de rupture du sol Ψ_s , qui ne permet pas d’exhiber une solution purement analytique. Notons toutefois que cette expression est rigoureuse et simple à formuler, et qu’elle ne dépend que de la géométrie, du mode de chargement et du critère de résistance du mur et du remblai. Elle fournit de plus une estimation du mode de rupture privilégié, notamment l’angle de rupture interne dans le mur.

1.5 Modélisation physique

Afin de s’assurer de la robustesse du modèle proposé, nous avons décidé de le confronter à une campagne expérimentale sur modèles physiques. Cette représentation nous permet de procéder à un grand nombre d’essais et d’explorer différentes configurations. Nous présentons dans cette section le principe et les résultats de cette campagne ; pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter à Colas *et al.* (2010b, 2013a).

1.5.1 Présentation des essais

Objectif. Pour tester le modèle, nous avons entrepris une campagne d’essais sur maquettes de murs de soutènement, en se conformant au maximum aux hypothèses de la modélisation. Nous avons ainsi construit 25 maquettes, en blocs de brique ou de bois, que nous avons chargées par un remblai de rouleaux de Schneebeli jusqu’à la rupture. L’objectif de ces essais est de valider le modèle et de réaliser une analyse paramétrique. Les maquettes ne respectant pas les règles de similitude, elles seront traitées comme des structures à part entière, et non comme des modèles réduits de murs réels.

Caractérisation des matériaux. Pour respecter l’hypothèse de déformation plane, le remblai est constitué de rouleaux de duralium de 6 cm de long et de différents diamètres compris entre 3 et 5 mm, appelés rouleaux de Schneebeli (1956), dont le comportement est analogue à celui d’un sol bi-dimensionnel. Les caractéristiques physiques retenues pour le sol sont tirées de Wilson-Jones (1992).

Les maquettes de murs sont construites avec des blocs parallélépipédiques de section 2×1 cm et de même longueur que les rouleaux (6 cm). Au moins cinq blocs seront placés dans la largeur du mur pour s’assurer de la pertinence de l’homogénéisation. Deux matériaux, la brique et le bois, ont été utilisés pour ces blocs afin de tester l’influence conjointe du poids volumique γ et de l’angle de frottement φ . L’angle de frottement des blocs a été caractérisé par des essais à la boîte de Casagrande 10×10 cm.

Toutes les caractéristiques des matériaux sont rappelées dans le tableau 1.1.

Dispositif et plan d'expérience. Des maquettes de murs auto-porteuses sont bâties sur une fondation rigide de même nature que les blocs et appareillées en quinconce. Elles sont ensuite chargées par le remblai de rouleaux de Schneebeli, disposé par couches horizontales de 1 à 2 cm d'épaisseur sur une longueur de 65 cm, jusqu'à la rupture du mur. Les essais sont filmés afin d'observer la cinématique de rupture du mur.

Pour tous les essais, on conserve la même hauteur de mur h et le même matériau de remblai. Pour chaque type de bloc, défini par son poids volumique γ , son angle de frottement φ et la largeur imposée au mur l , un plan d'expérience en étoile permet de tester indépendamment l'influence de trois facteurs :

- le fruit aval du mur f_1 ;
- l'inclinaison des lits α ;
- l'inclinaison du remblai β .

Toutes les caractéristiques des essais sont rappelées dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1 – Caractéristiques physiques et géométriques du mur et du remblai (les valeurs de paramètres testées sont indiquées en italique).

Paramètre	Brique	Bois
Hauteur du mur h (cm)	27,5	27,5
Largeur en tête du mur l (cm)	9	11
Fruit aval du mur f_1 (%)	<i>0/11/16</i>	<i>0/9/12</i>
Fruit amont du mur f_2 (%)	0	0
Inclinaison des lits α (°)	<i>-12/-6/0/6</i>	<i>-6/0/6/16</i>
Inclinaison du remblai β (°)	<i>0/10/15/20</i>	<i>0/5/10/20</i>
Poids propre du mur γ (kN/m ³)	18,4	7,1
Poids propre du sol γ_s (kN/m ³)	22,5	22,5
Angle de frottement des blocs φ (°)	33	30
Angle de frottement du sol φ_s (°)	25	25
Angle de frottement à l'interface δ (°)	25	25

1.5.2 Résultats expérimentaux et comparaison avec le modèle

Cinématique de rupture. Nous avons choisi de ne présenter ici que l'analyse sur la configuration centrale du plan d'expérience pour chaque type de blocs (parements verticaux, lits de blocs et surface du remblai horizontaux), sachant que ces analyses ont été conduites sur tous les essais.

Pour le mur de brique, la rupture intervient pour une hauteur de remblai $h_s = 26$ cm. Le mur rompt alors le long d'une ligne inclinée de 30° par rapport à l'horizontale (figure 1.8a), corroborant ainsi l'idée véhiculée par le modèle d'un angle de rupture interne Ψ non nul. Cette ligne scinde le mur en deux parties : la partie basse reste solidaire de la base tandis que le haut du mur se renverse autour de son pied. On peut noter que la partie haute du mur bascule de manière globalement monolithique ; seuls quelques blocs de parement se désolidarisent parfois au moment de la chute. Sur cette configuration, nous avons également testé l'influence de l'interface entre le mur et le remblai en collant des rouleaux de Schneebeli sur les briques du parement amont : la différence entre les deux configurations étant faible, nous avons poursuivi les études sans collage.

L'essai sur le mur de bois montre que ce dernier glisse le long de sa base lorsque $h_s = 19$ cm (figure 1.8b). On retrouve bien la ligne de rupture ($\Psi = 0^\circ$) et le mode de rupture prédit par le calcul à la rupture. Contrairement au renversement, la rupture en glissement n'entraîne pas la ruine complète de l'ouvrage mais de grands déplacements (supérieurs à 1 mm).

Dans les deux tests, on remarque que seul un prisme de remblai est mobilisé lors de la rupture. Nous n’avons pas mesuré l’inclinaison de la surface de rupture du remblai mais celle-ci est estimée à 50° environ.

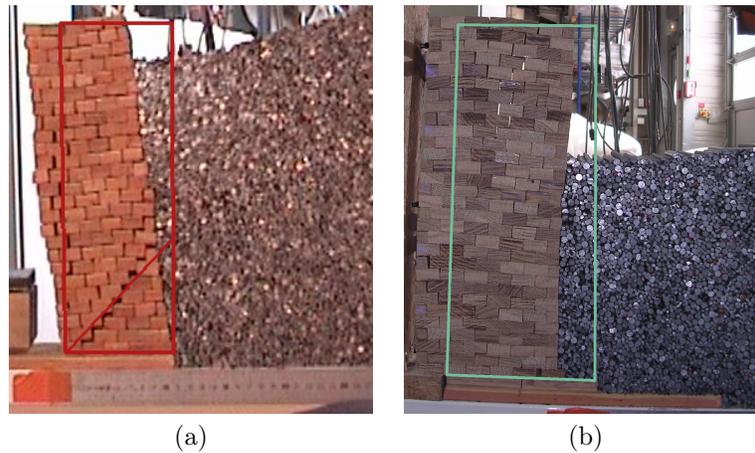


Figure 1.8 – Ruptures expérimentales des maquettes : renversement autour de son pied d’un mur en brique (a) et glissement sur sa base d’un mur en bois (b).

Analyse paramétrique. Sur les 25 essais réalisés, on compare la hauteur critique de remblai et le type de rupture prévus par le modèle à ceux obtenus expérimentalement (figure 1.9).

Les résultats obtenus montrent une bonne concordance entre modèles théorique et physique et surtout une bonne robustesse face aux variations paramétriques. Les tests sur le fruit du mur et la pente du remblai présentent un taux d’erreur autour de 10 %. Ils nous permettent ainsi une première validation du modèle. Seul le test de l’inclinaison des assises donne des écarts plus importants lorsque α est négatif : dans cette configuration, le mur expérimental est très instable et donc sensible aux erreurs de manipulation. On peut également suspecter une surestimation de l’angle de frottement des briques.

Ces expériences peuvent en outre être utilisées comme base de réflexion sur l’influence des paramètres géométriques sur le dimensionnement et l’évaluation des murs de soutènement en pierre sèche, en se limitant au strict aspect qualitatif, compte tenu du non-respect des règles de similitude.

1.6 Expérimentation à l’échelle 1

Si la modélisation physique a permis de tester le modèle de calcul à la rupture sur un grand nombre de paramètres, elle ne permet pas pour autant de valider son utilisation sur des structures réelles. C’est pourquoi nous avons choisi de compléter les essais réalisés sur maquettes par une campagne d’essais à l’échelle 1, présentés dans cette section. Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter à Colas *et al.* (2010a, 2013b).

1.6.1 Présentation des essais

Objectif. Le dernier test du modèle est réalisé sur une campagne expérimentale sur des murs à l’échelle 1. L’objectif de ces essais est de vérifier la capacité du modèle à dimensionner des murs de soutènement en pierre sèche. Le recours à l’échelle 1 est rendue nécessaire par le caractère

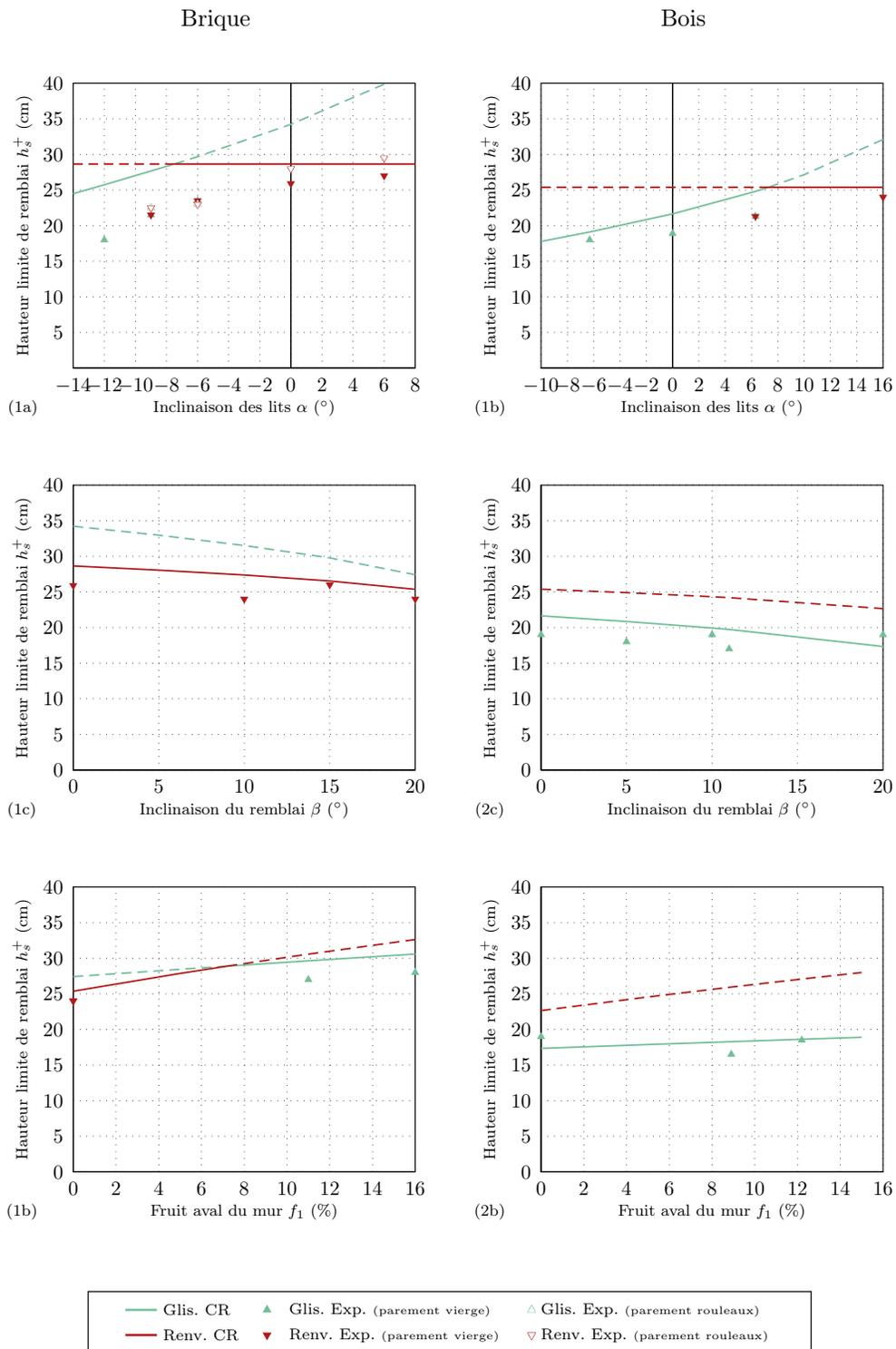


Figure 1.9 – Évolution des hauteurs limites de remblai théoriques et expérimentales pour les murs de brique ($\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 33^\circ$) (1) et de bois ($\gamma = 7,1 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$) (2) en fonction de l'inclinaison des lits α (a), du fruit du mur f_1 (b) et de la pente du remblai β (c).

fortement hétérogène de la pierre sèche et la spécificité de l'interaction sol-structure. Notons que cette campagne fait suite à celle entreprise par Villemus *et al.* (2007) au cours de sa thèse, qui a donc servi de référence pour concevoir nos essais. Ainsi, quatre murs en pierre sèche de 2,50 m de hauteur ont donc été construits au Pont-de-Montvert (Lozère, France) par des maçons de l'association *Artisans Bâtisseurs en Pierres Sèches*. À la différence de ceux de Villemus *et al.*, les murs ont ensuite été chargés jusqu'à la rupture par un sol pulvérulent (figure 1.10), nous permettant ainsi d'étudier le comportement de l'interaction sol-structure. Outre le test du modèle, ces essais permettent d'approfondir nos connaissances sur le comportement des murs de soutènement en pierre sèche.

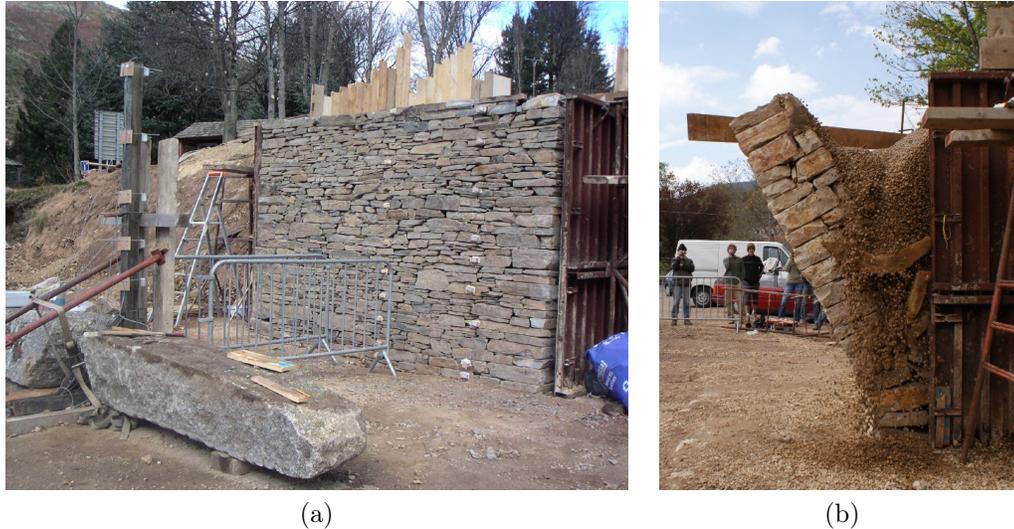


Figure 1.10 – Campagne expérimentale sur murs en pierre sèche à l'échelle 1 : dispositif expérimental du mur C2s (a) et renversement du mur C4c (b).

Caractérisation des matériaux. Les murs ont été construits en granite, schiste et calcaire, afin de tester l'influence conjointe des paramètres physiques du mur. L'utilisation de différents types de pierre permet également d'évaluer le rôle de l'appareillage, paramètre non pris en compte dans le modèle. Dans son travail de thèse, Villemus *et al.* (2007) a montré que l'angle de frottement obtenu par un essai de cisaillement direct sur des épontes taillées à la boîte de Casagrande 6×6 cm était sensiblement le même que celui sur des lits de pierres brutes à la boîte de Casagrande 100×100 cm. C'est donc la première méthode qui a été retenue ici pour sa simplicité. On obtient finalement un angle φ de 27° pour le granite, 25° pour le schiste et 35° pour le calcaire. Le poids propre des blocs a été mesuré par pesée hydrostatique. Cette donnée n'est pas utilisée directement dans le modèle mais elle permet d'évaluer le pourcentage de vide des murs. Le poids propre du mur a, quant à lui, été déterminé en pesant toutes les pierres composant le mur après chaque test.

Pour le sol de remblai, nous avons choisi un gravier roulé 8/16 de Bellegarde qui présente l'avantage d'avoir une cohésion nulle, peu de fines et un angle de frottement relativement faible, afin d'exercer une plus grande pression sur le mur. Le sol a été caractérisé par des essais triaxiaux sur des éprouvettes de 15 cm de diamètre et 30 cm de hauteur, réalisés par le CETE Méditerranée (désormais Cerema Méditerranée). L'angle de frottement a été mesuré à $\varphi_s = 37,7^\circ$ et le poids propre du sol à $\gamma_s = 14,9 \text{ kN/m}^3$ en configuration lâche.

Toutes les caractéristiques des matériaux sont rappelées dans le tableau 1.2.

Dispositif expérimental. Les quatre murs sont bâtis par des artisans maçons professionnels. Ils ont été conçus pour être autoporteurs et pour atteindre la rupture à la fin du processus de remblaiement ; ils sont ainsi plus élancés que des murs réels. Ces murs sont ensuite remblayés par le gravier roulé, mis en place en le laissant glisser le long de sa pente naturelle afin qu'il soit le plus lâche possible et que sa densité soit uniforme. Le gravier est maintenu sur les côtés par des coffrages métalliques, recouverts d'une graisse de silicone et d'un film de polyane, afin de favoriser son comportement en déformation plane (Desrues, 1984).

Pour la validation du modèle, nous avons besoin de la hauteur de remblai qui provoque la chute du mur. Pour ce faire, des mesures régulières de la hauteur de remblai sont réalisées à l'aide d'un capteur à câble fixé sur une poutre au-dessus de celui-ci. Des capteurs à câbles sont également placés sur la partie centrale du mur afin de mesurer son déplacement au cours de l'essai et mieux comprendre son comportement sous chargement. Des relevés photographiques permettant de suivre les déplacements au quart et sur le côté du mur viennent compléter ces données.

Compte tenu de la difficulté de mise en œuvre de ce type d'essais, nous avons choisi de conserver le même sol et la majorité des caractéristiques géométriques des murs tout au long de la campagne expérimentale. Nous avons ainsi pu évaluer l'influence du type de pierre et d'appareillage.

Nous désignerons chacun des essais de cette campagne par la lettre « C » suivie du numéro d'essai attribué par ordre chronologique et d'une lettre indiquant le type de pierre utilisée (« g » pour granite, « s » pour schiste et « c » pour calcaire). Toutes les données sont résumées dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2 – Bilan de la campagne expérimentale sur murs de soutènement en pierre sèche.

	Mur C1g	Mur C2s	Mur C3s	Mur C4c
Hauteur du mur h (m)	2,50	2,50	2,50	2,50
Longueur du mur L (m)	4,00	4,00	4,00	4,00
Largeur en tête du mur l (m)	0,45	0,45	0,55	0,50
Fruit aval du mur f_1 (%)	6	6	6	6
Fruit amont du mur f_2 (%)	0	0	0	0
Inclinaison des lits α (°)	3,4	3,4	9,1	9,1
Inclinaison du remblai β (°)	26,4	31,7	32,6	34,9
Poids propre du mur γ (kN/m ³)	21,0	20,0	20,0	21,8
Poids propre des blocs (kN/m ³)	24,9	26,4	26,4	26,0
Pourcentage de vide (%)	16	24	24	16
Poids propre du sol γ_s (kN/m ³)	14,9	14,9	14,9	14,9
Angle de frottement des blocs φ (°)	27	25	25	35
Angle de frottement du sol φ_s (°)	37,7	37,7	37,7	37,7
Angle de frottement à l'interface δ (°)	37,7	37,7	37,7	37,7
Hauteur de remblai max h_s^+ (m)	–	2,41	2,96*	2,95
Glissement	–	Oui	Non	Non
Renversement	–	Oui	Oui	Oui

* indique que le mur n'est pas tombé pour cette hauteur de remblai mais après sollicitation par vibrations.

1.6.2 Résultats expérimentaux

Présentation des résultats. Sur les quatre essais, seuls trois ont pu être exploités car le premier mur expérimental a été retenu par les coffrages du remblai et n'a donc pas pu être amené

à la rupture. Nous allons présenter ici plus en détails les résultats du deuxième essai, noté C2s, les conclusions étant globalement similaires pour les deux essais suivants.

Les données des capteurs permettent de suivre le déplacement de la section centrale du mur au cours du chargement. Nous avons choisi de représenter ces déplacements non pas en fonction de la hauteur de chargement mais en fonction de l'excentricité relative k . Ce paramètre nous permet de prendre également en compte la pente du remblai et les caractéristiques géométriques et physiques du mur, et donc de comparer les différents essais entre eux. L'excentricité est définie comme le rapport du moment M/D des forces exercées sur le mur au centre D de la fondation et du produit de la résultante normale des efforts N et de la longueur l_b de la fondation.

Évolution du profil du mur. L'évolution des déplacements de la section centrale du parement du mur C2s est représentée en figure 1.11a. On remarque que le mur présente au cours du chargement deux modes de déformation :

- une rotation globale du mur autour de son pied ;
- un cisaillement des lits de la base du mur.

Si on compare le profil de la section centrale à ceux de la section intermédiaire et du bord du mur au cours du chargement (figure 1.11b), on constate que la différence entre ces trois profils est inférieure à 2 cm, ce qui confirme que la validité de l'hypothèse de déformation plane.

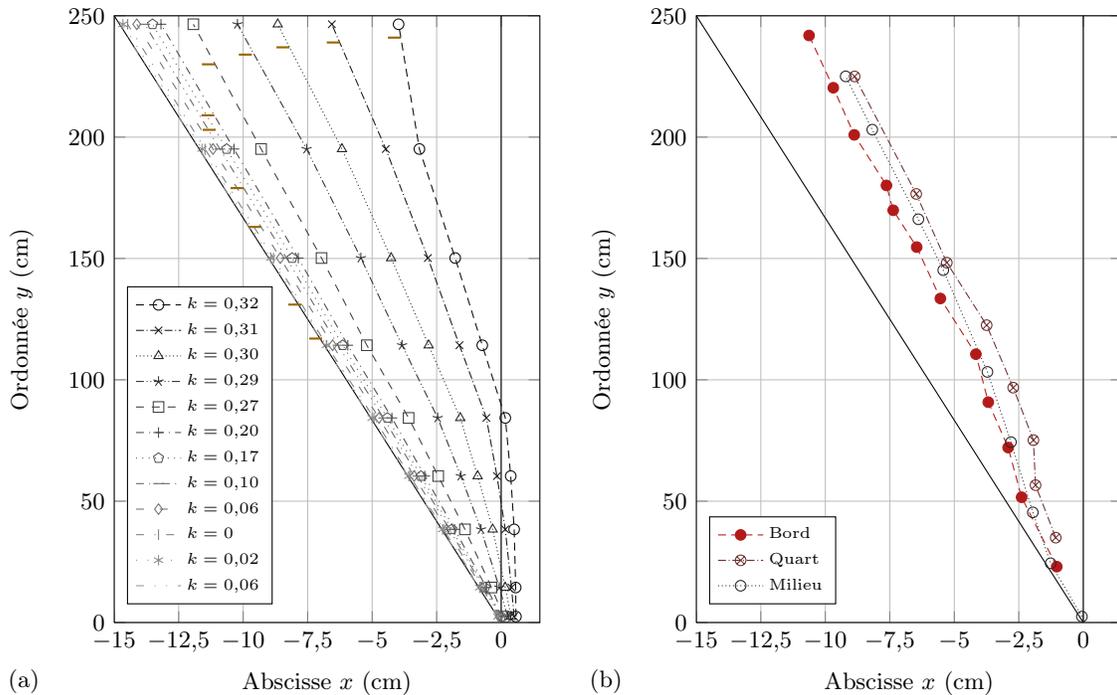


Figure 1.11 – Évolution des déplacements du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k (a) et comparaison des profils (b).

Rotation globale. Le mur se déforme en partie par une rotation d'angle θ autour de son pied. À partir des déplacements u_i enregistrés par les capteurs à câble C_i positionnés en y_i , nous pouvons mesurer la rotation du mur comme :

$$\theta_{i/j} = \arctan \frac{u_i - u_j}{y_i - y_j} \quad (1.41)$$

L'évolution de la rotation θ en fonction de l'excentricité relative est représentée figure 1.12a. Notons dans un premier temps que la rotation est sensiblement la même quels que soient les capteurs choisis pour la calculer. Par ailleurs, cette rotation présente une phase linéaire en début de chargement avant de tendre vers une asymptote verticale, ce qui peut être identifié comme la rupture mécanique du mur.

Cisaillement des lits à la base. Le mur se déforme également par cisaillement dans le tiers inférieur de sa hauteur. Pour caractériser le cisaillement d'un joint i donné, on étudie l'évolution du rapport entre les efforts tangentiels T et les efforts normaux N en fonction du déplacement relatif $\delta u^{(i)}$ des lits de pierres situés de part et d'autre du joint. Afin d'isoler le cisaillement, on retire les déplacements liés à la rotation globale du mur θ étudiée précédemment. On obtient ainsi un graphe comparable à celui d'un essai de cisaillement direct (figure 1.12b). Nous avons proposé de définir le palier horizontal du graphe comme la rupture en cisaillement du mur, la valeur du palier pouvant ainsi être assimilée à l'angle de frottement des lits. Pour le mur C2s par exemple, on trouve ainsi :

$$(T/N)^{\max} = 0,30 \iff \varphi = 16,7^\circ \quad (1.42)$$

Cet angle est nettement inférieur à celui mesuré à la boîte de Casagrande ($\varphi = 25^\circ$). Cela peut s'expliquer en partie par la rotation interne des blocs inférieurs identifiés par Villemus *et al.* (2007) et que nous avons mesurée sur les clichés des essais à $\Theta = 2^\circ$, venant s'ajouter à la rotation globale du mur $\theta = 2^\circ$.

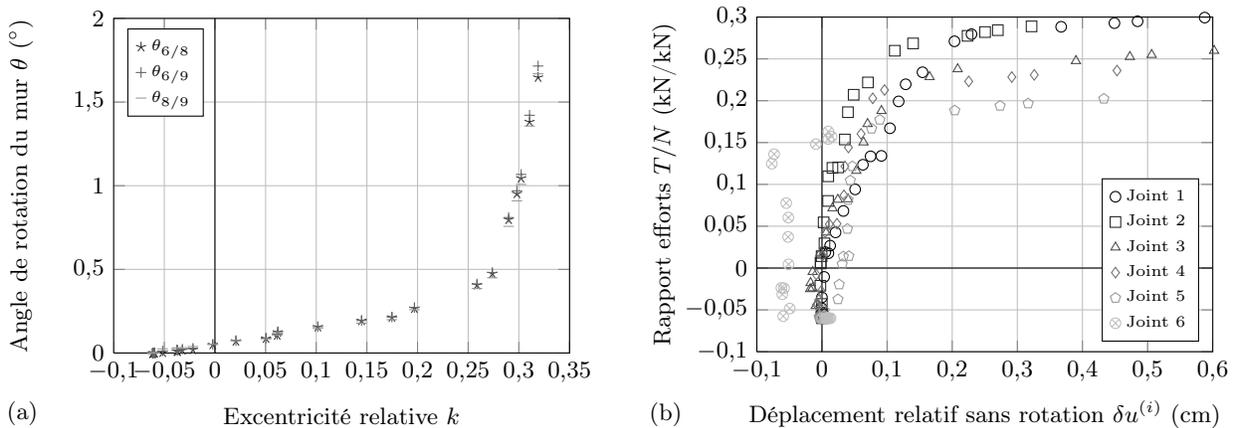


Figure 1.12 – Caractérisation de la rotation (a) et du cisaillement (b) dans le mur expérimental C2s.

1.7 Validation du modèle et champ d'application

Cette dernière section est consacrée à la validation du modèle de calcul à la rupture sur les essais à l'échelle 1. Pour ce faire, nous aurons recours aux données expérimentales présentées ici (section 1.6) mais également à celles issues de la campagne expérimentale de Villemus (2004) – qui sera identifiée par la lettre « V ». Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter à Colas *et al.* (2013b). Nous traiterons finalement des applications possibles du modèle.

1.7.1 Validation des hypothèses du modèle

Les essais permettent, dans un premier temps, de corroborer les hypothèses du modèle :

- le comportement en déformation plane du mur (figure 1.11b) ;
- la grande résistance des blocs du mur devant celle des joints ;
- le rapport entre l'élanement et l'angle de frottement des blocs $2m \leq 1/\tan \varphi$;
- la rupture en renversement ou en glissement.

Ils nous ont également permis d'obtenir des informations sur le poids propre du mur et donc le pourcentage de vide. À partir des données collectées sur les neuf murs expérimentaux, on pourra donc retenir un pourcentage de vide autour de 25 % pour des murs construits avec des pierres de petite taille et un pourcentage de 15 % pour des murs construits avec de gros modules. Si l'approvisionnement en pierre n'est pas de bonne qualité (manque de choix, absence de cales, absence de gros modules pour la fondation...), on peut majorer d'environ 8 % les valeurs précédentes.

Nous avons finalement constaté que, si la maçonnerie de pierres sèches présente une certaine régularité, elle reste constituée de pierres brutes ou ébauchées de tout calibre. Les essais ont permis de vérifier l'influence des boutisses, pierres structurantes traversant le mur, qui renforcent sa stabilité en formant un lien entre les deux parements. D'autre part, l'irrégularité des blocs et la présence de vide autorisent un réarrangement des pierres au cours du chargement qui n'est pas pris en compte dans le modèle.

Rotation globale. En regroupant en figure 1.13 les rotations des huit murs expérimentaux en fonction de l'excentricité relative, on constate que le renversement est caractéristique du type de pierre utilisé, et plus particulièrement de la hauteur moyenne des lits de pierre qui composent le mur. Il se manifeste par l'apparition d'un palier vertical de l'angle de rotation en fonction du chargement, où l'on peut considérer que le mur entre en rupture par renversement. Les murs se renversent pour une excentricité relative autour de 0,40 pour les murs en calcaire. L'excentricité est un peu plus faible pour les murs en schiste.

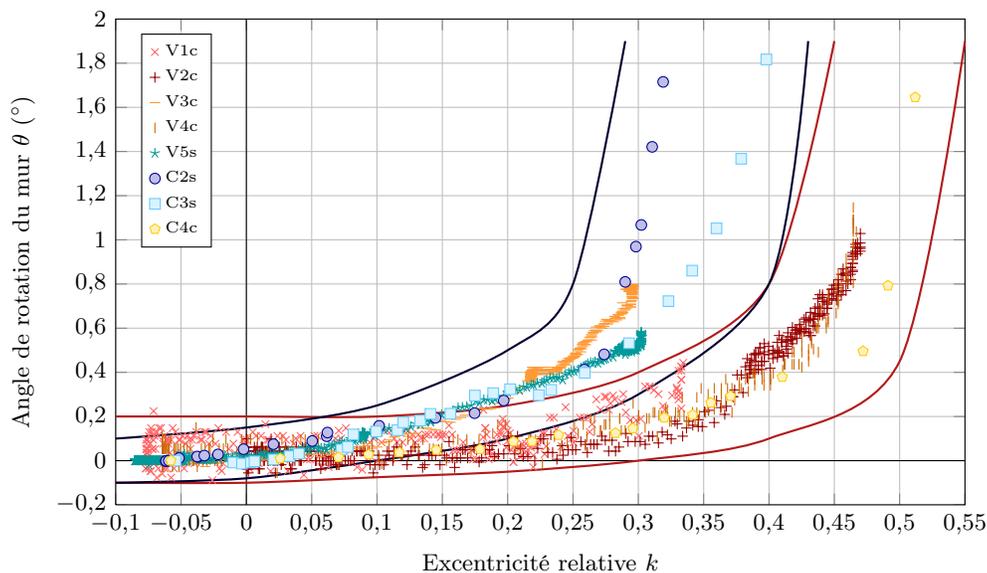


Figure 1.13 – Comportement des murs expérimentaux en pierre sèche vis-à-vis du renversement : angle de rotation du mur θ en fonction de l'excentricité relative k .

Cisaillement des lits à la base. Nous avons constaté que les murs de soutènement en pierre sèche subissaient un cisaillement des lits de pierres situés dans le tiers inférieur de la hauteur du

mur. Ce cisaillement s'accompagne d'une rotation locale des pierres, plus importante que celle induite par la rotation globale du mur. En superposant deux images numériques de la tranche du mur, on a pu estimer cette rotation locale à $\Theta = 2^\circ$.

On quantifie le cisaillement des lits de pierre en traçant l'évolution du ratio des efforts tangentiels et des efforts normaux exercés sur ce lit en fonction de son déplacement relatif (figure 1.14). On peut identifier, comme dans le cas de la rotation globale, deux grandes tendances correspondant aux deux types de pierre utilisés. On peut supposer que le cisaillement est donc caractéristique de l'angle de frottement des blocs de la maçonnerie. Si on compare l'angle de frottement mesuré au palier à l'angle de frottement mesuré à la boîte de Casagrande, on remarque que ces valeurs sont inférieures d'environ 7° à celles mesurées en laboratoire. On peut expliquer cette différence par la rotation interne des pierres qui, ajoutée à la rotation globale du mur, favorise le glissement des blocs : on peut estimer la rotation totale des blocs entre 3 et 5° à la fin de l'expérience.

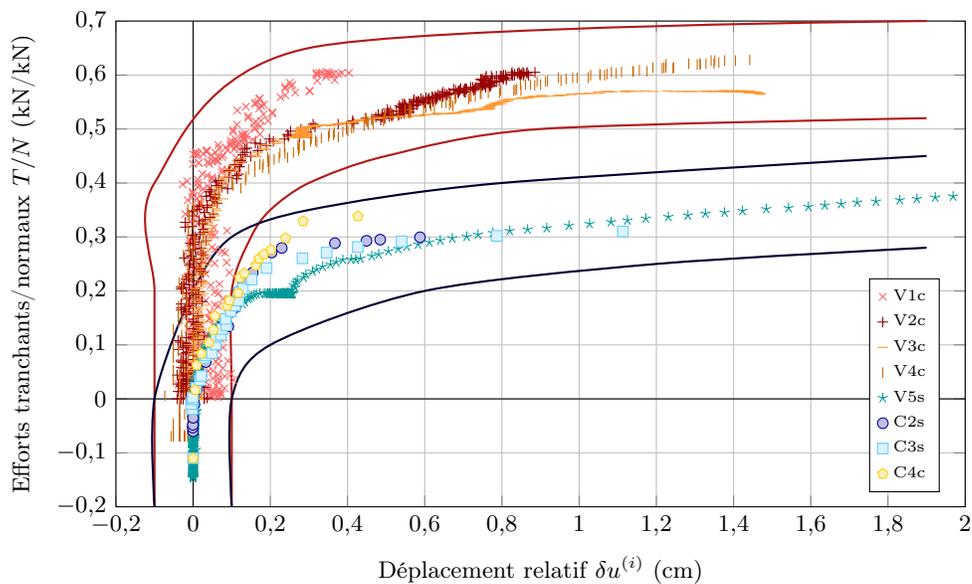


Figure 1.14 – Comportement des murs expérimentaux vis-à-vis du glissement : rapport des efforts tangentiels et normaux T/N en fonction des déplacements relatifs des lits de pierre $\delta u^{(i)}$.

1.7.2 Validation quantitative du modèle

On applique enfin le modèle aux essais à l'échelle 1, afin de juger de la pertinence du modèle pour le dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche et proposer des pistes d'amélioration.

Pour les murs sous chargement hydrostatique (Villemus *et al.*, 2007), on utilise une adaptation du modèle présenté ici pour modéliser l'action de l'eau (Colas *et al.*, 2008). Les prévisions du modèle en glissement et en renversement sont très proches. Le modèle prédit la hauteur de remblai maximale supportable par le mur avec une erreur inférieure à 11 % et fournit de plus une indication sur le mode de rupture privilégié. Les taux d'erreurs les plus importants sont atteints lorsque le mur tombe en glissement seul.

Pour les expériences avec chargement de remblai, le modèle prévoit une hauteur de chargement très élevée pour provoquer la chute du mur en glissement. Or, les murs expérimentaux étaient très

proches ou ont atteint le palier de glissement. Cette surestimation peut être due à la différence entre les mécanismes de rupture : nous avons vu expérimentalement qu’il se produisait non pas un glissement de bloc monolithique mais un cisaillement des lits de pierre accompagné d’une rotation interne des blocs. Pour les ruptures en renversement, le modèle donne de très bons résultats avec un écart inférieur à 10 %.

Pour tester la pertinence du modèle de calcul à la rupture, on ne retient que le minimum des hauteurs théoriques, comme prescrit par l’approche par l’extérieur du calcul à la rupture. En représentant la hauteur théorique en fonction de la hauteur expérimentale pour chacun des essais (figure 1.15), on montre que le modèle permet de prédire la hauteur de chargement maximale potentiellement supportable par un mur de soutènement en pierre sèche avec une très bonne précision. Ces résultats nous permettent de valider les hypothèses retenues dans le modèle et plus particulièrement les choix de critère de résistance et les essais en laboratoire sur les blocs de pierre et le gravier.

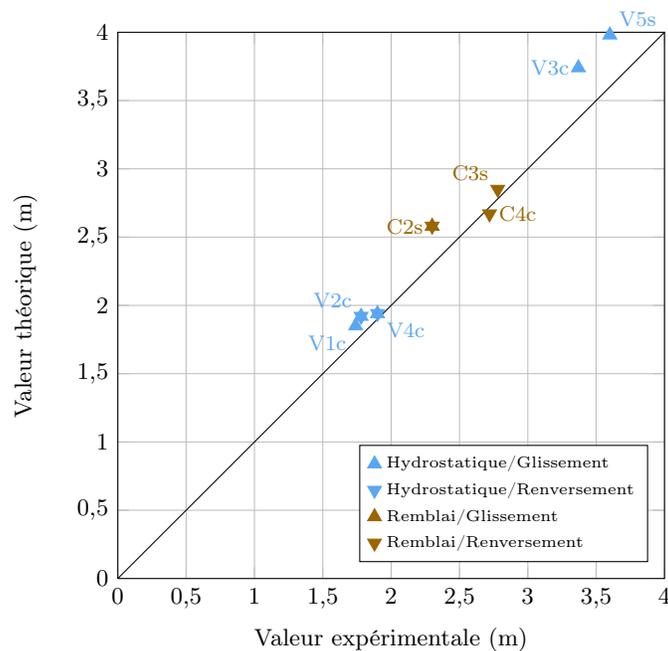


Figure 1.15 – Représentation des hauteurs de chargement maximales théoriques en fonction des hauteurs expérimentales.

Une analyse paramétrique permet d’évaluer, en première approximation, l’influence des incertitudes sur la charge maximale potentiellement supportable. Si les paramètres géométriques ou les poids propres ont peu d’influence, une variation de l’angle de frottement des blocs peut changer le mode de rupture optimal et entre en grande partie dans le résultat en glissement. C’est l’angle de frottement du sol φ_s qui a le plus grand impact sur le modèle puisqu’il intervient également dans l’angle de frottement à l’interface δ : l’évolution de la hauteur limite de remblai est alors quasi linéaire avec une pente de 7 cm/°. Des études probabilistes pourraient permettre d’affiner les tendances présentées ici.

1.7.3 Application au dimensionnement des murs

Le travail présenté ici a permis de mettre au point un modèle de calcul rigoureux, puisque reposant sur la théorie du calcul à la rupture, et simple d’utilisation, car il ne nécessite que

peu de paramètres d'entrée et se présente sous forme analytique ou semi-analytique. Ce modèle a démontré sa robustesse devant les modèles physiques, sur un grand nombre d'essais, et sa capacité à évaluer la stabilité de murs de soutènement réels avec une erreur inférieure à 10 %.

Le modèle de calcul à la rupture trouve son application dans le dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche, pour lesquels il n'existe pas de règlement de calcul dédié. Le modèle a ainsi été utilisé pour construire les abaques de calcul intégrés dans les règles professionnelles *Technique de construction des murs en pierre sèche* (publication en cours). Ces abaques font suite à ceux présentés dans le *Guide de bonnes pratiques de construction de murs de soutènement en pierre sèche* (CAPEB, 2008), auquel il m'avait été donné de contribuer pendant ma thèse et qui s'appuyait sur les travaux de Villemus (2004).

Les abaques fournissent ainsi la largeur minimale à donner à la base du mur, connaissant sa hauteur, son fruit, le type de pierre utilisé, la nature du remblai supporté (cohésion et angle de frottement) et l'inclinaison de sa surface. Pour établir ces abaques, nous avons introduit des coefficients de sécurité pour prendre en compte les incertitudes sur les résistances, les charges et le modèle à la conception. Nous avons aussi proposé des valeurs courantes et des méthodes simples de caractérisation des matériaux, pour aider les utilisateurs dans leur dimensionnement. Ces règles professionnelles sont destinées au dimensionnement des murs de soutènement simples, qui ne supportent pas de route ou de bâtiment (murs routiers amont, murs de terrasses agricoles...). Le domaine d'application peut toutefois être étendu si la charge complémentaire (route, bâtiment...) est située à plus de 2 m de la tête du mur, d'après les résultats de la thèse de Le (2013) sur lesquels nous reviendrons plus longuement en section 3.4.

Si on compare les dimensionnements proposés dans les règles professionnelles à ceux du guide de bonnes pratiques, on constate que un gain pouvant atteindre 30 %. On démontre ainsi tout l'intérêt de poursuivre les recherches pour proposer un dimensionnement optimal de ces structures et diminuer ainsi les coûts économiques et environnementaux, tout en garantissant la sécurité des infrastructures et des personnes.

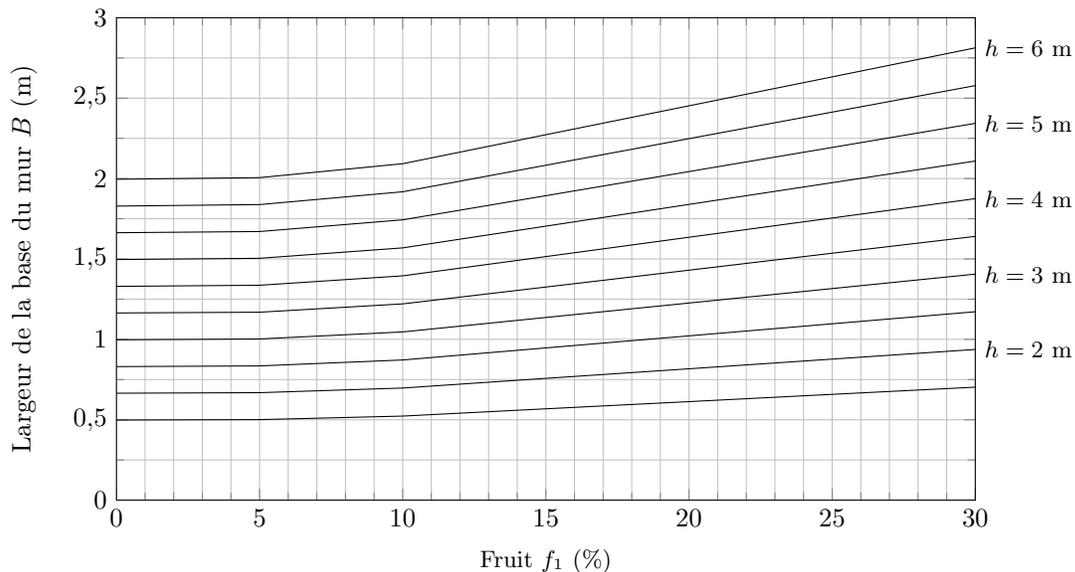


Figure 1.16 – Abaque de calcul des murs de soutènement en pierre sèche figurant dans les règles professionnelles : exemple pour un mur en schiste retenant un remblai d'angle de frottement $\varphi_s = 30^\circ$ et de cohésion $C_s = 0$ kPa.

Chapitre 2

Étude des pathologies : fissuration des tunnels du métro parisien

2.1 Introduction aux pathologies des ouvrages en maçonnerie

Si les structures en maçonnerie se montrent robustes et durables, elles restent vulnérables aux effets du temps et aux actions extérieures, qui entraînent l'apparition de désordres : fissures, déplacements excessifs, dégradation du matériau... Ces désordres peuvent nuire au bon fonctionnement de l'infrastructure supportée ou protégée par ces ouvrages. L'étude de ces pathologies nécessite la mise en place de modèles de calculs basés sur des lois de comportement spécifiques à la maçonnerie, permettant le suivi des déplacements ou des contraintes au sein de la structure, afin de mieux comprendre l'effet des pathologies et de prédire leur évolution.

La littérature sur le sujet est relativement abondante dans le domaine du bâtiment ou des monuments historiques. On trouve ainsi de nombreuses études et recherches consacrées à la modélisation des pathologies, s'appuyant sur la méthode des éléments finis (MEF) ou la méthode des éléments distincts (MED). Pour une revue plus détaillée de la littérature sur le sujet, le lecteur pourra se reporter à Acary (2001) ou Roca *et al.* (2010). En première approche, on peut recourir à une analyse élastique linéaire (Godart *et al.*, 1996 ; Mola et Vitaliani, 1997 ; Roca, 1998). Celle-ci est relativement simple à mettre en œuvre puisqu'elle requiert peu de paramètres et de temps de calcul. Elle permet d'identifier les zones critiques de la structure mais elle ne rend compte ni des grandes déformations, ni des fissurations observées dans les structures en maçonnerie. Pour appréhender de manière plus fine le comportement des structures en maçonnerie, il est nécessaire de prendre en compte les phénomènes inélastiques en traction ou compression que sont la plasticité non associée et l'endommagement fragile. Ils peuvent être intégrés à des modèles macro-mécaniques (Lourenço *et al.*, 1997 ; Oñate *et al.*, 1997 ; Lotfi et Shing, 1991), micro-mécaniques (Page, 1978 ; Lotfi et Shing, 1994 ; Shieh-Beygi et Pietruszczak, 2008) et multi-échelles (Lopez *et al.*, 1999 ; Luciano et Sacco, 1997 ; Calderini et Lagomarsino, 2006). Compte tenu du caractère fortement hétérogène de la maçonnerie, elle peut aussi être vue comme un ensemble de blocs discrets et modélisée par éléments distincts (Lemos, 1997 ; Acary, 2001 ; Chetouane *et al.*, 2005). Cette méthode permet de simuler des comportements fortement non-linéaires, y compris dans le domaine des grands déplacements, allant jusqu'à la ruine de la structure, mais elles demandent un grand nombre de paramètres qui ne sont toujours faciles d'accès.

Mes activités de recherche dans ce domaine se sont focalisées sur l'étude de la fissuration des voûtes de tunnels du métro parisien, dans le cadre de la thèse Cifre d'Omar Moreno Regan (2016). Cette thèse a fait l'objet d'une collaboration avec la RATP (Régie autonome des trans-

ports parisiens), et plus particulièrement Jean-François Douroux et Alain Desbordes, et d'un co-encadrement au sein de l'Ifsttar avec Patrice Chatellier et Emmanuel Bourgeois du département *Composants et systèmes* (COSYS).

Le métro parisien compte quatorze lignes et transporte quotidiennement cinq millions de voyageurs. Son infrastructure est essentiellement souterraine, soit 245 km de tunnels, dont près de 85 % sont en maçonnerie. Ces tunnels, construits pour la plupart au début du XX^e siècle, sont composés d'une voûte en maçonnerie et de piédroits et radier en béton non armé (figure 2.1). Certains de ces ouvrages présentent des pathologies, notamment des fissures en clé de voûte, présentes depuis la construction, et des discontinuités dans le contact tunnel-sol encaissant. De plus, le réseau est en constante évolution, avec des modifications de lignes et des constructions nouvelles à proximité des anciennes. Le comportement des infrastructures existantes sous l'effet de ces travaux est un enjeu prégnant pour la RATP, pour garantir la continuité de service et assurer la sécurité des infrastructures et des personnes. Or, le comportement de la maçonnerie de la voûte est difficile à appréhender, d'une part parce que les matériaux constitutifs n'ont jamais été étudiés de façon approfondie et d'autre part parce qu'aucun modèle de calcul n'a été développé à ce jour pour intégrer l'environnement particulier de ces tunnels. L'objectif du travail présenté est de mettre au point un modèle aux éléments finis permettant de représenter au mieux le comportement de ces voûtes et de pouvoir ainsi évaluer l'influence de travaux avoisinants.

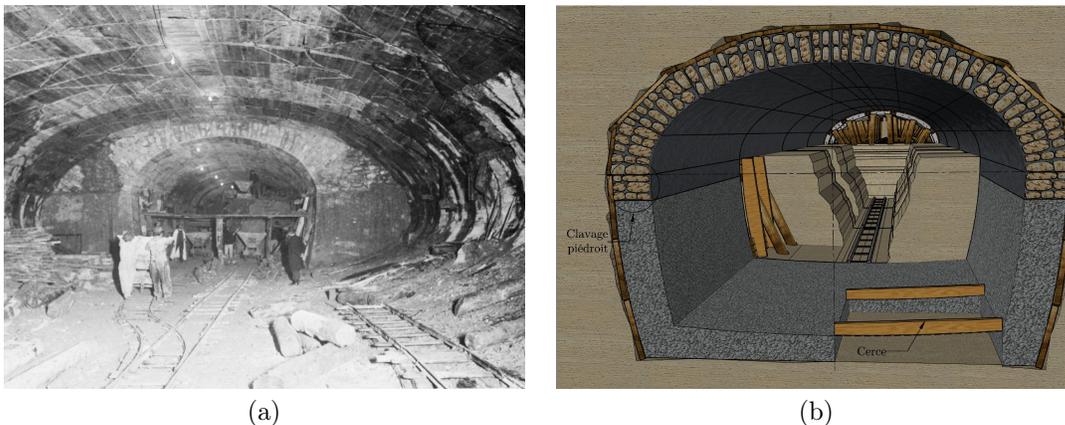


Figure 2.1 – Photographie (a) et schéma de principe (b) de la construction des voûtes en maçonnerie des tunnels du métro parisien.

2.2 Loi de comportement de la maçonnerie endommagée

Ce travail a débuté par la recherche bibliographique et la sélection d'un modèle permettant de décrire au mieux le comportement de la maçonnerie des tunnels du métro parisien, tout en restant simple et rapide à mettre en œuvre. Comme nous l'avons vu en section 2.1, il existe plusieurs options pour modéliser les phénomènes non-linéaires intervenant dans une structure en maçonnerie. Notre choix s'est arrêté sur un modèle couplant endommagement des matériaux constitutifs et homogénéisation périodique de la maçonnerie. Nous avons choisi un modèle en endommagement car il nous permet de décrire le phénomène de fissuration observé dans les voûtes. L'endommagement a été couplé à une homogénéisation périodique pour conserver le caractère pragmatique, tourné vers l'ingénierie, de notre modélisation. Nous présentons succinctement ces deux aspects ; pour plus d'information, le lecteur pourra se reporter à Moreno Regan *et al.* (2017a).

2.2.1 Endommagement des matériaux constitutifs

La théorie de l'endommagement décrit la dégradation de la matière qui précède la rupture. On considère ainsi que, lorsqu'un seuil en contraintes σ_{d0} ou en déformations ε_{d0} est atteint, des micro-fissures apparaissent dans le matériau, conduisant à une perte de rigidité de celui-ci. Dans le cas d'un matériau isotrope, l'endommagement est généralement décrit par une variable mécanique interne, appelée variable d'endommagement d , et définie comme la densité des micro-défauts dans une section :

$$d = \frac{S_d}{S} \quad (2.1)$$

où S est l'aire du matériau intact et S_d l'aire totale des défauts dans un plan donné ; on a donc $d = 0$ pour un matériau non endommagé et $d = 1$ lorsque la rupture complète est atteinte.

Dans le cas de la maçonnerie des tunnels du métro parisien, nous avons choisi d'imposer un modèle d'endommagement isotrope à chacun des matériaux constitutifs (meulière et mortier de la voûte en maçonnerie, béton des piédroits et radiers). Plusieurs modèles d'endommagement ont ainsi été testés (Mazars, 1986 ; Davenne *et al.*, 1989 ; Oliver *et al.*, 1990). Nous présentons ici le modèle d'endommagement de Mazars (1986) adapté par Davenne *et al.* (1989) qui a donné les meilleurs résultats dans notre cas d'étude.

Le seuil d'endommagement porte sur la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$, traduisant l'état local d'extension du matériau :

$$\tilde{\varepsilon} = \gamma \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle_+^2} \quad \text{avec} \quad \gamma = - \frac{\sqrt{\langle \sigma_1 \rangle_-^2 + \langle \sigma_2 \rangle_-^2 + \langle \sigma_3 \rangle_-^2}}{\langle \sigma_1 \rangle_- + \langle \sigma_2 \rangle_- + \langle \sigma_3 \rangle_-} \quad (2.2)$$

où $\langle \varepsilon_i \rangle_+$ est la partie positive de la déformation principale ε dans la direction i et $\langle \sigma_i \rangle_-$ la partie négative de la contrainte principale effective dans la direction i . La valeur de γ est donc comprise entre 0 et 1 et calculée uniquement lorsqu'au moins une contrainte principale est négative, c'est-à-dire en compression.

L'endommagement est amorcé dès lors que $\tilde{\varepsilon}$ dépasse le seuil en déformations ε_{d0} . En suivant les indications de Mazars (1986), on pose initialement :

$$\varepsilon_{d0} = \frac{f_t}{E_0} \quad (2.3)$$

où f_t est la résistance en traction et E_0 le module d'élasticité sans endommagement.

On peut exprimer le critère d'endommagement sous la forme :

$$F = \tilde{\varepsilon} - \tilde{\varepsilon}_M \quad (2.4)$$

où $\tilde{\varepsilon}_M$ est le seuil d'endommagement actualisé qui vaut ε_{d0} s'il n'a jamais été atteint et la valeur maximale atteinte par $\tilde{\varepsilon}$ ensuite.

En considérant que l'effet de l'endommagement n'est pas le même en traction et compression (figure 2.2), Mazars (1986) considère que, pour un état de contrainte multiaxial, la variable d'endommagement d peut être écrite comme une combinaison linéaire de deux variables d'endommagement associées respectivement aux contraintes de traction d_t et de compression d_c :

$$d = \alpha_t d_t + \alpha_c d_c \quad (2.5)$$

Les lois d'évolution des deux variables d'endommagement sont finalement tirées de Mazars (1986) pour la compression et La Borderie (2003) pour la traction :

$$d_c = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1 - A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_c}{\exp[B_c(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{d0})]} \quad (2.6)$$

$$d_t = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\tilde{\varepsilon}} \exp[-B_t(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{d0})] \quad (2.7)$$

où A_c et B_c sont des paramètres déterminés expérimentalement à partir des courbes contrainte-déformation d'un essai de compression et B_t un paramètre de régularisation calculé comme le produit de la longueur caractéristique de l'élément fini l_c et de l'énergie de fissuration en mode I G_f , divisé par la résistance à la traction f_t .

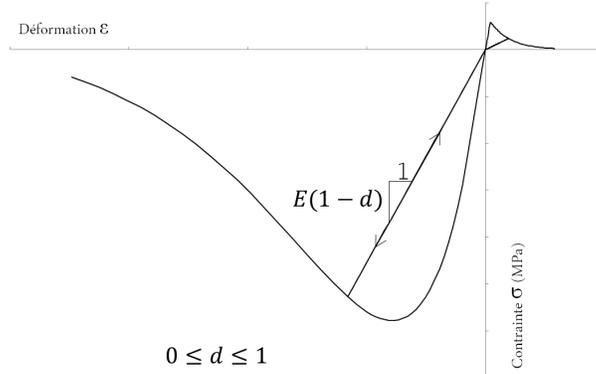


Figure 2.2 – Loi de comportement pour le cas uniaxial du modèle de Mazars révisé.

2.2.2 Homogénéisation de la maçonnerie

Modèle d'homogénéisation de Zucchini et Lourenço (2002). Pour décrire le comportement du matériau « maçonnerie », nous avons décidé de nous reposer sur une technique d'homogénéisation développée par Zucchini et Lourenço (2002).

Les auteurs présentent leur modèle comme une approche simplifiée d'ingénieur, qui remplace le comportement complexe de la cellule de base par un comportement simplifié. L'intérêt de cette approche est d'aboutir à une solution analytique fermée, qu'il n'est pas nécessaire de résoudre par la méthode des éléments finis. La démarche repose sur des hypothèses simplificatrices fortes et sur la résolution de problèmes élémentaires posés sur la cellule de base. Elle permet de caractériser le milieu homogénéisé par une loi d'élasticité orthotrope, dont les modules ne dépendent que des paramètres mécaniques des composants de la maçonnerie et des caractéristiques géométriques de l'appareillage, soit en adoptant la notation de Voigt :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{S}} \underline{\underline{\sigma}} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \varepsilon_{bb} \\ \varepsilon_{hh} \\ \varepsilon_{nn} \\ 2\varepsilon_{bh} \\ 2\varepsilon_{hn} \\ 2\varepsilon_{bn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_b} & -\frac{\nu_{hb}}{E_h} & -\frac{\nu_{nb}}{E_n} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{bh}}{E_b} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{nh}}{E_n} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{bn}}{E_b} & -\frac{\nu_{hn}}{E_h} & \frac{1}{E_n} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{bh}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hn}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{bn}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{bb} \\ \sigma_{hh} \\ \sigma_{nn} \\ \sigma_{bh} \\ \sigma_{hn} \\ \sigma_{bn} \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

Compte tenu des symétries, l'étude se limite au quart du volume élémentaire représentatif, constitué de deux éléments *bloc* notés (B), d'un élément *joint horizontal* noté (1), de deux éléments *joint vertical* notés (2) et de deux éléments *joint d'intersection* notés (3) (figure 2.3a). Le

repère local est décrit par les directions \underline{b} , parallèle au joint horizontal, \underline{h} , parallèle au joint vertical et \underline{n} , normale au plan. L'approche de Zucchini et Lourenço (2002) est basée sur le principe de superposition : la réponse de la cellule de base soumise à une contrainte ou à une déformation uniforme quelconque peut être obtenue en étudiant séparément six cas de chargement élémentaires, trois cas de chargement normal et trois en cisaillement pur, selon les axes du repère local (figure 2.3b).

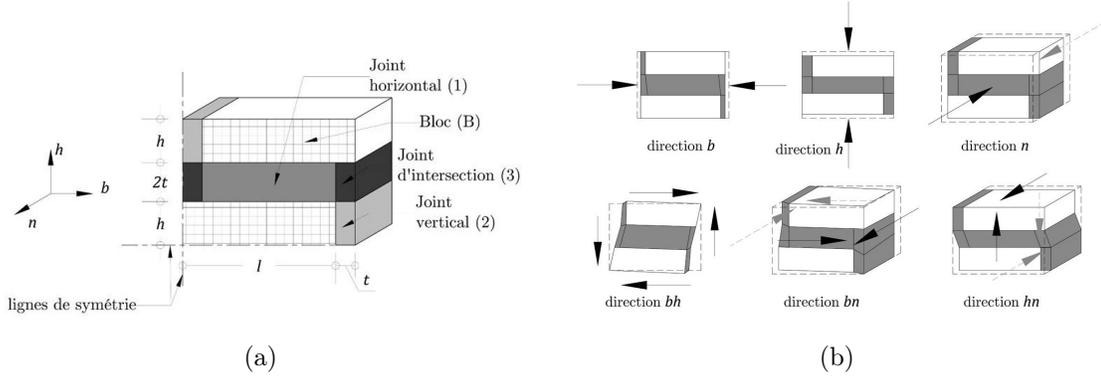


Figure 2.3 – Cellule de base de la maçonnerie (a) et chargements élémentaires (b) étudiés par Zucchini et Lourenço (2002).

Pour chaque cas de chargement, on impose la valeur d'une composante du tenseur de contrainte macroscopique, les autres composantes étant considérées comme nulles. En équilibrant les contraintes et les déformations micro et macroscopiques, on peut ainsi, sous couvert d'hypothèses simplificatrices, aboutir à un système d'équations pour chaque cas de chargement qui permet le calcul des contraintes et déformations dans chaque composant de la cellule de base. Par exemple, l'équilibre de la face supérieure relie les contraintes du bloc $\sigma_{hh}^{(B)}$ et du joint vertical $\sigma_{hh}^{(2)}$ à la contrainte macroscopique $\sigma_{hh}^{(0)}$:

$$l\sigma_{hh}^{(B)} + t\sigma_{hh}^{(2)} = (l + t)\sigma_{hh}^{(0)} \quad (2.9)$$

En réitérant cette opération, on établit une relation entre les déformations macroscopiques $\underline{\varepsilon}^{(0)}$ et les contraintes microscopiques $\underline{\sigma}^{(k)}$, $k = B, 1, 2, 3$:

$$\underline{\varepsilon}^{(0)} = \underline{\underline{A}}\underline{\sigma}^{(k)} \quad (2.10)$$

On en déduit finalement les modules d'élasticité E_i et de cisaillement G_i , ainsi que les coefficients de Poisson ν_{ij} de la cellule homogénéisée en fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques des composants.

Couplage homogénéisation-endommagement. Le modèle d'homogénéisation établi dans le domaine élastique (Zucchini et Lourenço, 2002) a été étendu par ses auteurs au domaine non-linéaire (Zucchini et Lourenço, 2007, 2009), et en particulier au cas de l'endommagement (Zucchini et Lourenço, 2004). Nous avons exploité ces développements en remplaçant le modèle de Rankine proposé pour l'endommagement par le modèle de Mazars (1986) présenté en section 2.2.1.

On introduit alors le coefficient d'endommagement :

$$r^{(k)} = 1 - d^{(k)} \quad (2.11)$$

où d est donné pour chaque matériau constitutif $k = B, 1, 2$ ou 3 par (2.5).

L'équilibre de la face supérieure du bloc (2.9) devient ainsi :

$$lr^{(B)}\sigma_{hh}^{(B)} + tr^{(2)}\sigma_{hh}^{(2)} = (l+t)\sigma_{hh}^{(0)} \quad (2.12)$$

La relation (2.10) entre les déformations macroscopiques et les contraintes microscopiques devient :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^{(0)} = \underline{\underline{A}}^d \underline{\underline{\sigma}}^{(k)} \quad (2.13)$$

On peut finalement calculer la matrice de raideur endommagée $\underline{\underline{C}}^d$ reliant les déformations $\underline{\underline{\varepsilon}}^{(0)}$ aux contraintes $\underline{\underline{\sigma}}^{(0)}$ locales :

$$\underline{\underline{C}}^d = \left(\underline{\underline{S}}^d \right)^{-1} \quad (2.14)$$

où $\underline{\underline{S}}^d$ est l'équivalent de la matrice $\underline{\underline{S}}$ définie en (2.8) pour des modules et coefficients de Poisson endommagés.

Adaptation à la maçonnerie du métro parisien. Les voûtes du métro parisien ont été construites à partir de moellons bruts liés par une importante quantité de mortier et leur géométrie est donc difficile à caractériser. Nous avons donc décidé d'analyser des photographies (figure 2.4) prises lors de la construction des tunnels afin de déterminer les dimensions moyennes des joints et des blocs.

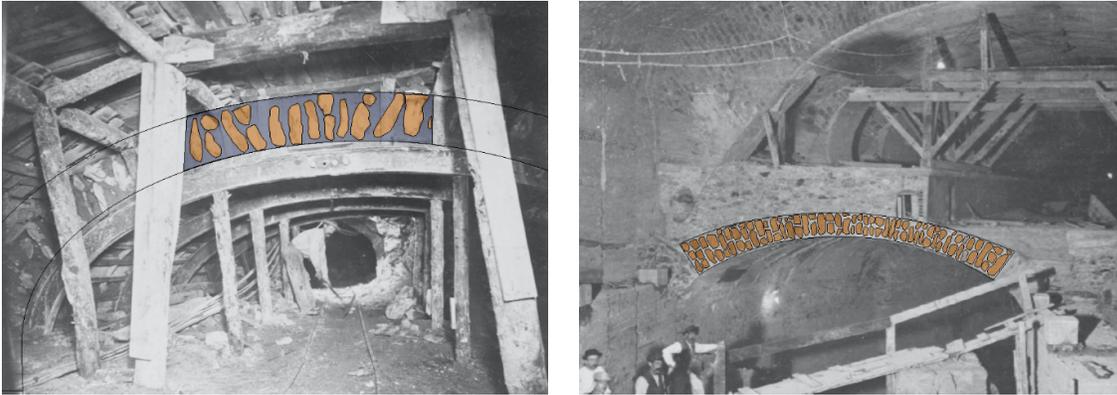


Figure 2.4 – Étude photographique de l'appareillage de la maçonnerie des voûtes du métro parisien.

Notre étude montre que ces valeurs sont très dispersées (tableau 2.1). On trouve en moyenne 40 % de mortier et 60 % de meulière. Le mortier occupe donc une part importante de la maçonnerie, différant ainsi du modèle de Zucchini et Lourenço (2002) développé pour des joints minces. Nous avons donc réalisé des analyses complémentaires qui montrent le bon comportement du modèle avec des joints de grande taille.

2.3 Modélisation par éléments finis

La loi de comportement définie précédemment va être utilisée pour modéliser la maçonnerie des voûtes du métro parisien. Cette section décrit l'implémentation de cette loi de comportement dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC et la validation du modèle sur un exemple de voûte expérimentale tiré de la littérature. On se placera désormais en déformation plane. Pour plus d'informations, le lecteur pourra se reporter à Moreno Regan *et al.* (2017a).

Tableau 2.1 – Fourchette de valeurs pour les dimensions des composants de la maçonnerie des voûtes du métro parisien.

	Fourchette (mm)	Moyenne (mm)
Hauteur des blocs	$50 \leq 2h \leq 250$	138
Largeur des blocs	$100 \leq 2h \leq 590$	273
Épaisseur des joints de mortier	$10 \leq 2h \leq 170$	50

2.3.1 Prise en compte de la géométrie de la voûte

Avant d'appliquer notre modèle à la maçonnerie du métro parisien, nous avons été amenés à procéder à un développement supplémentaire pour prendre en compte la géométrie de la voûte. En effet, le modèle a été développé pour des murs et nous souhaitons l'appliquer à des voûtes dont l'intrados comme l'extrados présentent une forme elliptique. Pour les besoins de notre étude, nous avons introduit une « ellipse moyenne », passant entre l'intrados et l'extrados, définie par son demi-grand axe a et son demi-petit axe b (figure 2.5). Les directions \underline{b} et \underline{h} de la maçonnerie sont portées par la normale et la tangente à l'ellipse moyenne.

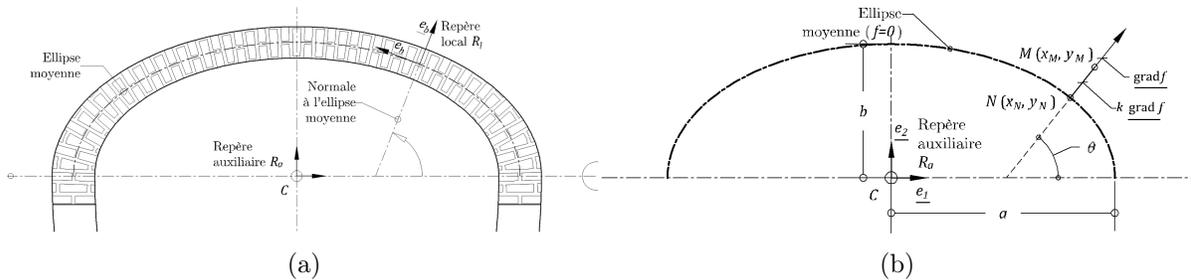


Figure 2.5 – Définition des repères et de l'« ellipse moyenne » dans l'étude des voûtes du métro parisien.

À chaque point $M(x_M, y_M)$ de la voûte, on associe sa projection $N(x_N, y_N)$ sur l'ellipse moyenne, de sorte que :

$$\begin{aligned} x_N &= x_M \left(1 - \frac{2k}{a^2} \right) \\ y_N &= y_M \left(1 - \frac{2k}{b^2} \right) \end{aligned} \quad (2.15)$$

avec :

$$k = \frac{\frac{x_M^2}{a^2} + \frac{y_M^2}{b^2} - 1}{\frac{4x_M^2}{a^4} + \frac{4y_M^2}{b^4}} \quad (2.16)$$

On définit finalement θ comme l'angle que fait la droite (MN) avec l'horizontale :

$$\theta = \arctan \frac{y_N a^2}{x_N b^2} \quad (2.17)$$

On passe ainsi des déformations $\underline{\varepsilon}^{(0)}$ dans le repère local de la maçonnerie à celles du repère global $\underline{E}^{(0)}$ de la voûte par le changement de repère :

$$\underline{\varepsilon}^{(0)} = \underline{Q} \underline{E}^{(0)} \quad (2.18)$$

avec :

$$\underline{Q} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & 2 \cos \theta \sin \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -2 \cos \theta \sin \theta \\ -\cos \theta \sin \theta & \cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

Ce changement de repère permet également de passer de la matrice de raideur locale \underline{C}^d définie en (2.14) à la matrice globale \underline{H}^d :

$$\underline{H}^d = \underline{T} \cdot \underline{C}^d \cdot \underline{P} \quad (2.20)$$

avec

$$\underline{T} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ 2 \cos \theta \sin \theta & -2 \cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

et

$$\underline{P} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & -2 \cos \theta \sin \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & 2 \cos \theta \sin \theta \\ \cos \theta \sin \theta & -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

C'est cette matrice globale \underline{H}^d qui relie finalement les contraintes aux déformations dans le repère global :

$$\underline{\Sigma}^{(0)} = \underline{H}^d \underline{E}^{(0)} \quad (2.23)$$

2.3.2 Implémentation numérique

Le modèle proposé a été implémenté dans le logiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC©. La procédure (figure 2.6) est appliquée à chaque point d'intégration du maillage pour déterminer l'état de déformation et de contrainte de la structure.

On propose finalement de représenter l'endommagement de la structure par un tenseur d'endommagement orthotrope \underline{D} calculé à partir de la matrice de raideur \underline{C}^d , en utilisant le principe d'équivalence de Lemaître (1992) :

$$\underline{D} = \underline{I} - \underline{C}^0 \cdot (\underline{C}^d)^{-1} \quad (2.24)$$

où \underline{I} est le tenseur identité et \underline{C}^0 est la matrice de rigidité sans endommagement.

On obtient ainsi un tenseur d'ordre 2 asymétrique \underline{D} sous la forme :

$$\underline{D} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 \\ D_{21} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & D_{33} \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

On peut voir D_{11} comme la dégradation du module E_b , D_{22} celle du module E_h et D_{33} celle du module G_{bh} .

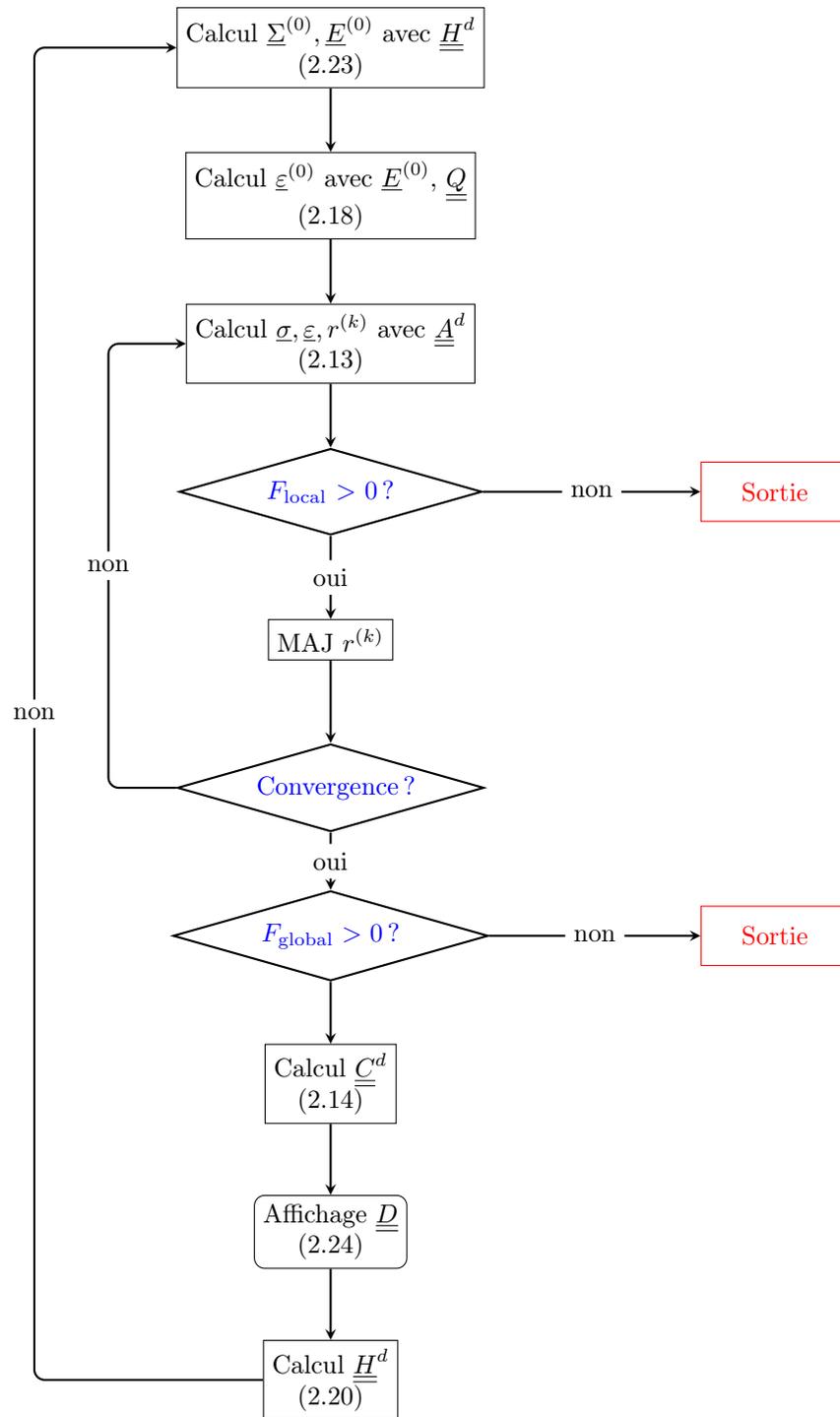


Figure 2.6 – Algorithme de calcul des voûtes en maçonnerie couplant endommagement des matériaux constitutifs et homogénéisation de la maçonnerie.

2.3.3 Validation du modèle

Le modèle a été testé sur les résultats expérimentaux de Krajewski et Hojdys (2015), qui ont conduit des essais sur des voûtes en brique de 2 m d'ouverture, seules et avec remplissage, chargées par une force ponctuelle. L'objectif de ces essais était de mettre en évidence l'influence de l'interaction entre la voûte et le remplissage sur la capacité portante de la structure. La géométrie de la voûte et le dispositif expérimental sont décrits en figure 2.7a.

Ces essais ont été modélisés en déformation plane sous CESAR-LCPC en utilisant la loi de comportement de la maçonnerie développée dans cette étude. Les propriétés des briques, du mortier et du remplissage, le cas échéant, sont données en tableau 2.2. La charge ponctuelle est appliquée au moyen d'un ressort qui simule numériquement le chargement en déplacement et permet d'obtenir une courbe force-déplacement complète lors de l'essai.

Tableau 2.2 – Propriétés du mortier, de la brique et de l'argile de remplissage pour la modélisation des essais de Krajewski et Hojdys (2015).

	Sans remplissage		Avec remplissage		
	Brique	Mortier	Brique	Mortier	Argile
Masse volumique ρ (kg/m ³)	1 700*	1 700*	1 700*	1 700*	300*
Module d'Young E (MPa)	10 000	250*	10 000	150	10
Coefficient de Poisson ν	0,2*	0,16*	0,2*	0,16*	0,3
Résistance à la compression f_c (MPa)	24,4*	1,0*	21,4*	1,1*	–
Résistance à la traction f_t (MPa)	0,9	0,08*	0,9	0,08*	–
Énergie de fissuration mode I G_{ft} (Pa.m)	100	10	100	30	–
Coefficient de Mazars A_c	1,0	0,5	1,0	0,5	–
Coefficient de Mazars B_c	561	269	644	142	–
Seuil d'endommagement ε_{d0}	9.10^{-5}	$3,2.10^{-4}$	9.10^{-5}	$5,33.10^{-4}$	–
Cohésion C (kPa)					4,5
Angle de frottement φ (°)					37
Angle de dilatance ψ (°)					10

* : données fournies par Krajewski et Hojdys (2015).

Les résultats de la voûte seule sont présentés en figure 2.71d. On voit que le modèle couplant endommagement et homogénéisation permet de prédire la charge de rupture mesurée expérimentalement avec une bonne précision. Cette simulation permet également de reproduire le mécanisme de rupture expérimental (figure 2.71b) par la formation de rotules aux points où l'endommagement est maximal (figure 2.71c).

Pour la voûte avec remplissage, le sol est modélisé par une loi de comportement élastoplastique avec un critère de Drucker-Prager sans écrouissage, dont les caractéristiques sont données dans le tableau 2.2. Les résultats sont présentés en figures 2.7c. Le modèle permet à nouveau de prédire la charge de rupture ainsi que les rotules données par l'expérience. En faisant varier la cohésion du sol (figure 2.72d), on remarque la grande influence de ce paramètre sur la charge de rupture de la voûte. Ainsi, il faudra être attentif au choix des caractéristiques du sol encaissant lors de la modélisation des tunnels.

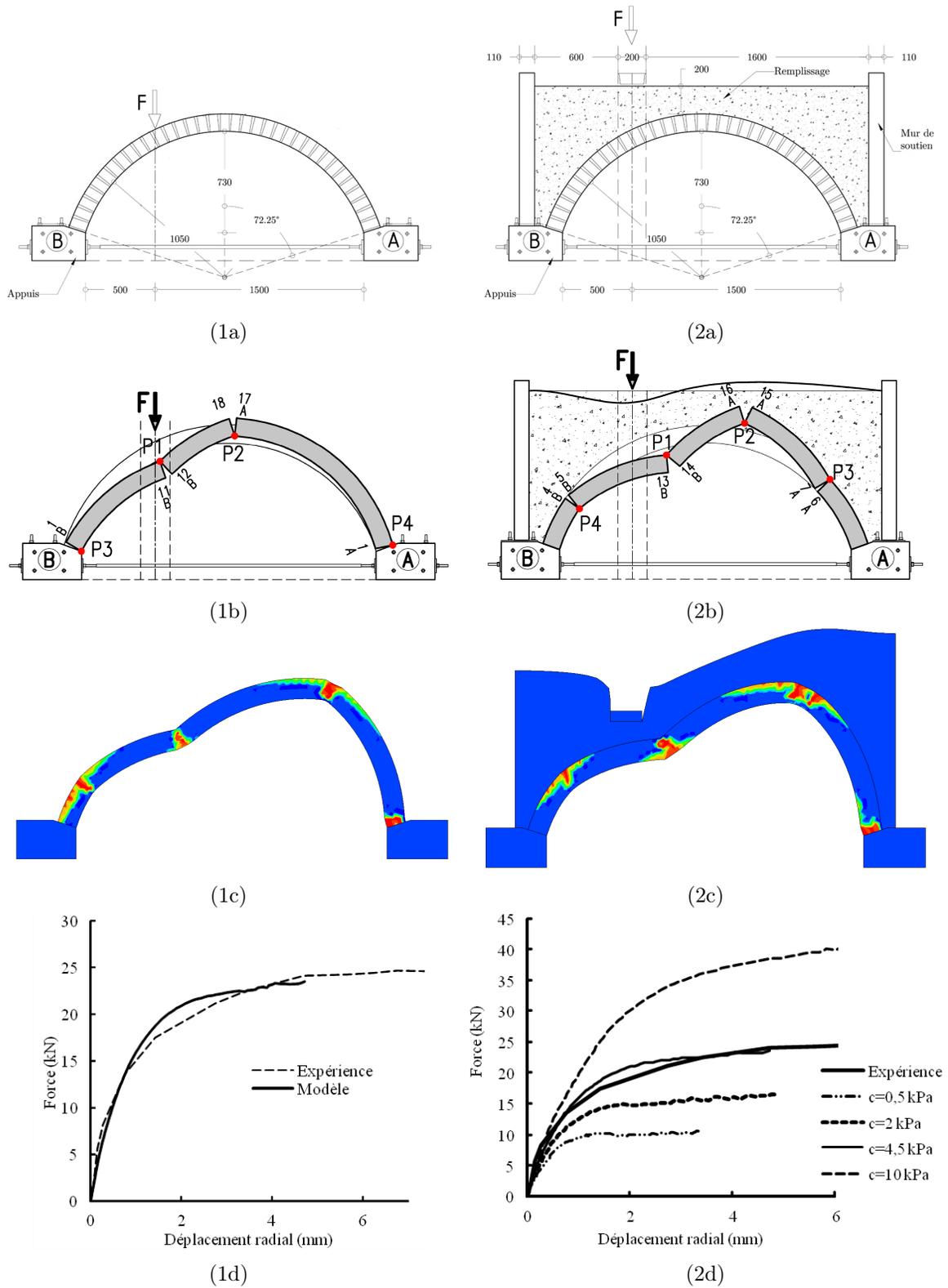


Figure 2.7 – Essais sur voûte seule (1) et avec remplissage (2) : dispositif (a) et rupture (b) expérimentaux, isovalues de la variable d'endommagement D_{22} (c) et courbe force-déplacement (d).

2.4 Caractérisation des matériaux

Pour simuler le comportement des tunnels en maçonnerie du métro parisien, nous avons besoin d'alimenter le modèle présenté en section 2.3 par des données expérimentales sur les matériaux en place. Cette section décrit la campagne d'essais réalisée pour caractériser les matériaux constitutifs des tunnels ; pour plus d'informations, le lecteur pourra se reporter à Moreno Regan *et al.* (2017c).

2.4.1 Présentation des essais

Présentation des matériaux. Une campagne d'essais de laboratoire a été entreprise pour déterminer les propriétés des matériaux constitutifs des tunnels et obtenir les paramètres nécessaires à l'utilisation du modèle numérique.

Pour ce faire, 32 sondages carottés de 76 et 106 mm de diamètre ont été réalisés dans la voûte et les piédroits respectivement de l'interstation Pont-de-Levallois – Anatole France et de la station Pereire, sur la ligne 3 du métro parisien. Une inspection visuelle des carottes prélevées (figure 2.8) confirme la constitution de la voûte en maçonnerie et des piédroits en béton. La maçonnerie présente des éléments de meulière très divers de 5 à 30 cm de long et des joints de mortier de 2 à 10 cm d'épaisseur. Les joints de mortier présentent des granulats de grand diamètre, de 0,2 à 1,5 cm, l'apparentant à un béton, même si nous continuerons à l'appeler mortier pour éviter la confusion avec le béton des piédroits. Ce dernier est quant à lui composé de granulats de très grand diamètre, de 0,6 à 5,8 cm.



Figure 2.8 – Matériaux constitutifs des tunnels du métro parisien : carottes extraites de la voûte, éprouvettes de mortier et de béton.

Les carottes ont ensuite été triées, sciées et sur-carottées pour constituer les éprouvettes testées en laboratoire. Travaillant sur des carottes prélevées *in situ*, il n'a pas toujours été possible de respecter les dimensions requises par les normes essais mais nous avons tenté de nous y conformer au maximum. Nous avons choisi de réaliser trois types d'essais afin de déterminer les caractéristiques mécaniques nécessaires à l'alimentation du modèle :

- compression simple** : module d'Young, coefficient de Poisson et résistance à la compression ;
- traction directe** : résistance à la traction, énergie de fissuration en mode I et seuil d'endommagement ;
- cisaillement** : résistance au cisaillement, énergie de fissuration en mode II.

Nous avons de plus réalisé des essais pour déterminer la masse volumique et la porosité des matériaux. Nous présentons ci-après le principe de chaque essai.

Mesure de masse volumique et de porosité. La masse volumique et la porosité sont déterminées en vidant l'échantillon de l'air qu'il contient et en remplissant ces vides par de l'eau. La pesée de l'échantillon à divers stades de saturation permet de déterminer le volume d'eau introduit et donc sa porosité.

Essais de compression simple. Le module d'Young et le coefficient de Poisson ont été déterminés en appliquant les normes NF EN 14580 pour la pierre et NF EN 12390-13 pour le mortier et le béton. L'éprouvette est initialement soumise à un préchargement, puis à trois cycles de chargement-déchargement. Les déformations longitudinales et transversales sont mesurées à l'aide de l'extensomètre *J2P* (figure 2.9a) développé par Boulay et Colson (1981).

La résistance à la compression est déterminée par un essai de compression simple piloté en déplacement afin d'obtenir la courbe complète contrainte-déformation et pouvoir ainsi caler les coefficients A_c et B_c du modèle de Mazars apparaissant dans l'équation (2.6).

Essais de traction directe. La résistance à la traction est déterminée par un essai de traction directe (figure 2.9b). L'éprouvette est collée à deux embases d'aluminium fixées à la presse. Le vérin se trouve en partie inférieure de la presse et est piloté en déplacement, exerçant ainsi une traction directe sur l'éprouvette. Les déformations longitudinales et transversales sont mesurées par des LVDT fixés sur des plots collés à l'éprouvette. Nous avons également choisi de calculer une grandeur assimilable à une rigidité en traction, notée E_t et calculée à partir des contraintes et déformations à 5 et 30 % de valeur au pic :

$$E_t = \frac{\sigma_{30} - \sigma_5}{\varepsilon_{30} - \varepsilon_5} \quad (2.26)$$

L'énergie de fissuration en mode I est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation de l'essai en traction directe. Nous avons choisi pour ce faire le modèle de fracture fictive proposé par Hillerborg *et al.* (1976). On introduit la notion d'*ouverture de fissure*, notée w et définie comme :

$$w = \Delta l_0 - \frac{\sigma}{E_t} l_0 \quad (2.27)$$

où l_0 est la base de mesure et Δl_0 le déplacement longitudinal moyen.

L'énergie de fissuration en mode I G_{ft} est alors vue comme l'intégrale de la déformation sur l'ouverture de fissure :

$$G_{ft} = \int_w \sigma(w) dw \quad (2.28)$$

Le seuil de déformation ε_{d0} est quant à lui calculé à partir du module d'Young obtenu par l'essai de compression simple via l'équation (2.3).

Essais de cisaillement. L'essai de cisaillement a été développé spécifiquement pour cette étude, car, travaillant sur des matériaux existants, nous ne pouvons pas réaliser les éprouvettes requises par les normes ou la littérature. Nous avons choisi d'adapter un essai de la norme japonaise JSCE (1983)-G 553. Les éprouvettes cylindriques sont entaillées à un quart de chaque extrémité puis soumises à un double cisaillement au droit de ces entailles. Pour ce faire, quatre appuis semi-circulaires ont été usinés pour les besoins de l'essai. Ils sont placés de part et d'autre

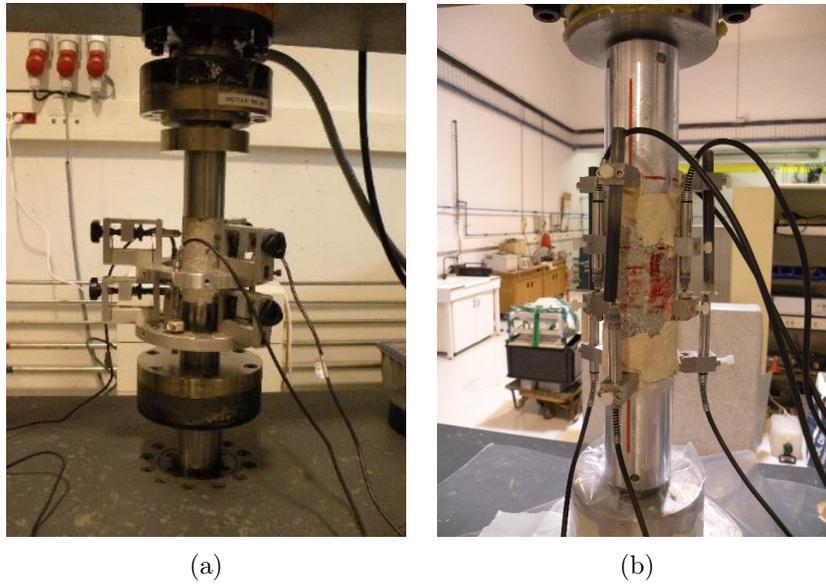


Figure 2.9 – Dispositif expérimental pour l’essai de compression simple (a) et de traction directe (b).

des entailles en partie supérieure et inférieure de l’éprouvette. Le vérin, piloté en déplacement, exerce ainsi un effort de compression sur les deux appuis supérieurs.

Si l’essai a permis de déterminer la résistance au cisaillement des éprouvettes, il n’a pas été possible d’obtenir la courbe complète car, après la rupture en cisaillement, les éprouvettes ont rompu en flexion. L’énergie de fissuration en mode II sera donc calculée à partir de la formule de Bazant et Pfeiffer (1986) :

$$G_{fs} = \frac{g(\alpha_0)}{AE} f_t^2 d_a \quad (2.29)$$

où $g(\alpha_0)$ est le taux de libération d’énergie calculé en fonction de la profondeur relative de l’entaille α_0 , d_a est la taille du plus gros granulat de l’éprouvette et A un paramètre expérimental.

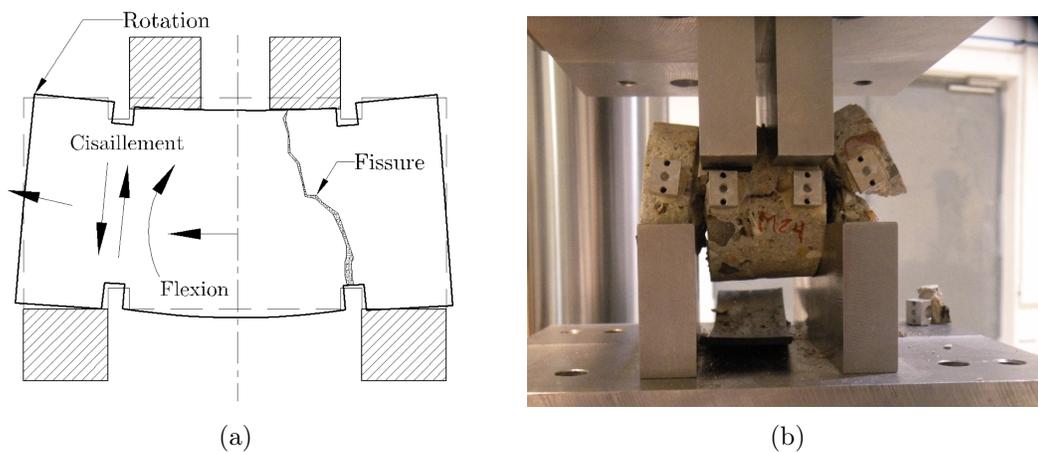


Figure 2.10 – Problème de rupture en flexion rencontré lors des essais de cisaillement.

2.4.2 Résultats des essais

Essais sur pierre. La pierre utilisée dans la construction des voûtes du métro parisien est la meulière, une pierre siliceuse et poreuse, présentant une bonne adhérence au mortier (Biette, 1928). Les blocs extraits pour ces essais présentent un aspect très varié. Cette variété a une grande influence sur la dispersion des caractéristiques mécaniques mesurées expérimentalement et rend difficile leur interprétation. Nous avons donc décidé de classer les pierres en trois catégories, en fonction de leur porosité (figure 2.11). Nous ne détaillerons ici que les résultats de la pierre de qualité moyenne ; pour plus d’informations se reporter à Moreno Regan *et al.* (2017b).

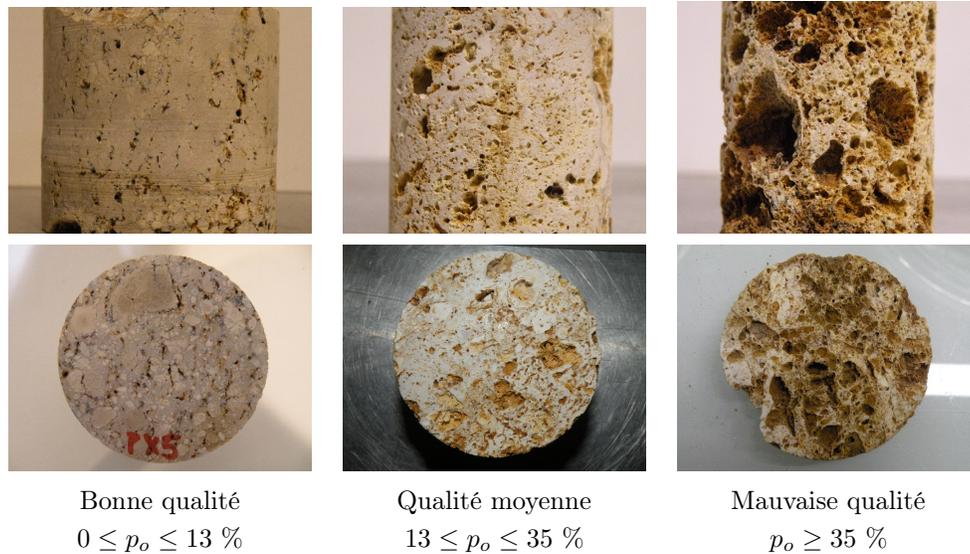


Figure 2.11 – Classification des pierres en trois catégories en fonction de leur porosité.

Les mesures de masse volumique ρ et de porosité p_o montrent que ces deux propriétés présentent une forte corrélation (figure 2.12), avec des valeurs allant de 1,3 t/m³ et 51 % de porosité pour la plus poreuse à 2,6 t/m³ et 2 % de porosité pour la plus dense. Nous avons ainsi établi la relation statistique :

$$p_o = 0,9331 - 3,5 \cdot 10^{-4} \rho \quad (2.30)$$

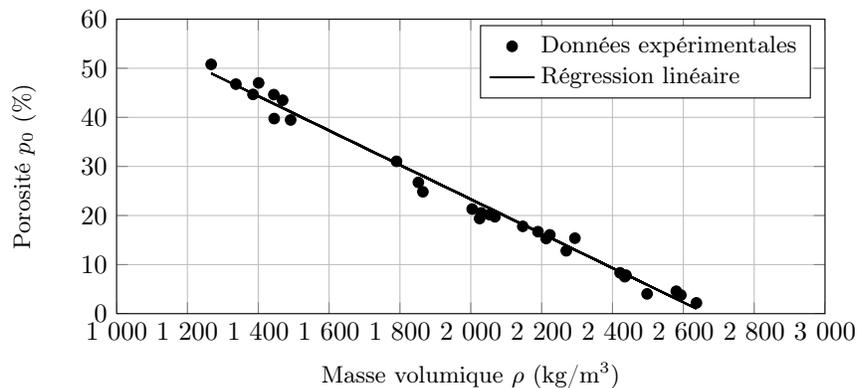


Figure 2.12 – Relation entre masse volumique et porosité de la pierre du métro parisien.

La pierre présente une très bonne résistance en compression, autour de 75 MPa en moyenne, mais pouvant dépasser largement 100 MPa pour certains échantillons. Les éprouvettes de bonne qualité présentent un comportement fragile en compression (figure 2.13a) et, de ce fait, les courbes complètes contrainte-déformation n'ont pas pu être obtenues, même avec une vitesse de chargement très faible. Les courbes complètes obtenues ont permis de calculer les coefficients A_c et B_c du modèle de Mazars (1984). Le module est estimé à 40 GPa en moyenne, ce qui fait de la meulière un matériau relativement rigide. Les écarts sont très importants entre les différentes qualités de pierre. L'ensemble des valeurs obtenues pour la pierre de qualité moyenne sont regroupées en tableau 2.3.

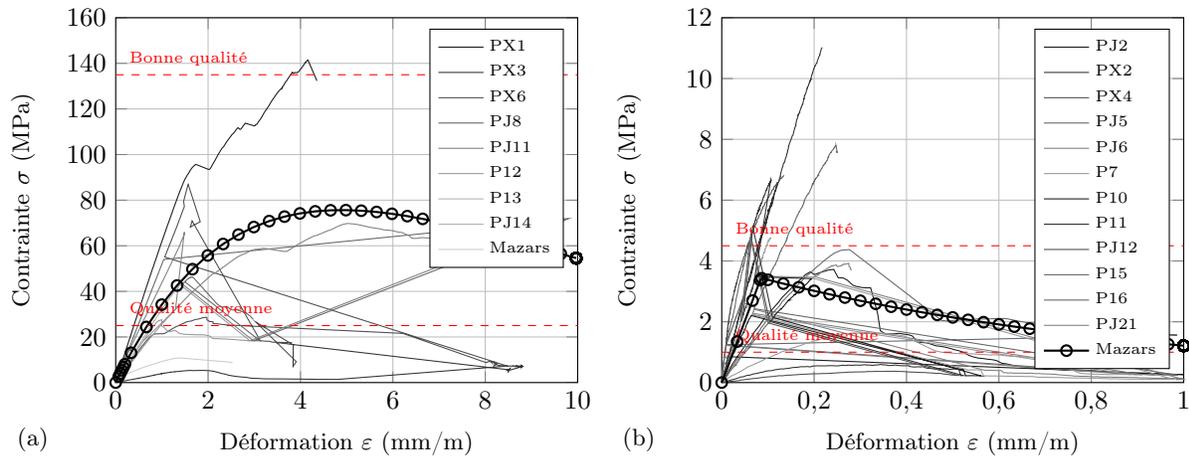


Figure 2.13 – Courbes contrainte-déformation des essais de compression simple (a) et en traction directe (b) sur la pierre du métro parisien.

Comme attendu pour un géomatériau, la résistance à la traction de la pierre est faible, de l'ordre de quelques MPa. Les éprouvettes de bonne qualité présentent à nouveau un comportement fragile (figure 2.13b). On peut constater que le module équivalent calculé à partir de l'essai de traction directe et la formule (2.26) est estimé à 20 GPa, à comparer avec celui donné par l'essai de compression simple ($E = 40$ GPa). C'est ce module en traction qui a été utilisé pour le calcul de l'ouverture de fissure et donc l'énergie de fissuration G_{ft} (2.28), car il s'appuie sur les courbes complètes expérimentales. En revanche, le seuil de déformation ε_{d0} est estimé à partir du module en compression, en utilisant l'équation (2.3). Les résultats pour la pierre de qualité moyenne sont résumés en tableau 2.3.

L'essai de cisaillement proposé a permis de déterminer la résistance au cisaillement, de l'ordre de quelques MPa également. Les résultats expérimentaux ont permis d'établir une relation entre la résistance au cisaillement et la résistance à la compression de la meulière étudiée :

$$f_s = 0,064f_c \quad (2.31)$$

Comme expliqué en section 2.4.1, il n'a pas été possible de calculer l'énergie de fissuration en mode II à partir de l'essai de cisaillement, car les éprouvettes sont entrées en flexion au moment de la rupture. Nous avons donc utilisé la formule (2.29) du modèle de Bazant et Pfeiffer (1986) pour la déterminer. Les résultats pour la pierre de qualité moyenne sont résumés en tableau 2.3.

Malgré la classification de la pierre en trois catégories, on retrouve une dispersion importante des résultats. Un nombre plus conséquent d'essais sur la pierre serait nécessaire afin d'avoir plus de précision sur les valeurs obtenues.

Tableau 2.3 – Caractéristiques mécaniques de la pierre des tunnels du métro parisien obtenues expérimentalement.

Propriétés	Moyenne	CV	Max.	Min.	Spécimen
Masse volumique ρ (kg/m ³)	2 060	7 %	2 300	1 800	13/29
Porosité accessible à l'eau p_o (%)	20	22 %	31	15	13/29
Résistance à la compression f_c (MPa)	75,3	40 %	116	27,0	8/13
Module d'Young E (GPa)	40,5	22 %	51,8	51,8	6/10
Coefficient de Poisson ν	0,32	23 %	0,41	0,22	4/10
Résistance à la traction f_t (MPa)	3,44	31 %	4,42	1,65	4/12
Énergie de fissuration mode I G_{ft} (Pa.m)	121	21 %	146	95	2/12
Résistance au cisaillement f_s (MPa)	4,83	22 %	6,4	3,55	5/6
Énergie de fissuration mode II G_{fs} (Pa.m)	236,5	–	–	–	–
Seuil d'endommagement ε_{d0}	$8,50 \cdot 10^{-5}$	–	–	–	–
Coefficient A_c	1,00	–	–	–	–
Coefficient B_c	445	–	–	–	–

Essais sur mortier. Comme nous l'avons vu, le mortier utilisé dans la maçonnerie des voûtes du métro parisien présente des granulats de grand diamètre, de l'ordre du cm (figure 2.8). Sa masse volumique est estimée à 2 010 kg/m³, avec une très faible dispersion des résultats. Nous avons observé que le mortier d'enduit est moins poreux que celui de la maçonnerie ; en moyenne, cette porosité est estimée à 24 %.

Les essais de module ont été réalisés sur cinq éprouvettes et permettent d'estimer le module d'Young à 19 GPa et le coefficient de Poisson à 0,15 avec une assez faible dispersion également. Quatre de ces éprouvettes ont été amenées jusqu'à la rupture et viennent compléter les résultats des essais de compression seule. Ces essais permettent d'estimer la résistance à la compression à 25,5 MPa, ce qui est conforme à la valeur attendue pour ce type de matériau. Toutes ces valeurs sont données en tableau 2.4. Nous avons ainsi pu obtenir des courbes complètes pour tous les essais retenus (figure 2.14), qui nous ont permis de calculer les paramètres du modèle de Mazars.

La résistance à la traction du mortier est de l'ordre du MPa. Si cette faible valeur était prévisible, on peut toutefois noter que le rapport entre la résistance en compression et celle en traction est de 25,5, contre 10 habituellement pour un matériau cimentaire. Nous avons à nouveau constaté qu'un module équivalent calculé à partir de l'essai de traction est deux fois plus faible que le module réel. Nous avons pu obtenir des courbes complètes en traction (figure 2.14), pour déterminer l'énergie de fissuration en mode I et le seuil de déformation (tableau 2.4). À partir des résultats expérimentaux, nous avons proposé une relation entre l'énergie de fissuration en mode I et la résistance à la traction du mortier :

$$G_{ft} = 100f_t^{0,8} \quad (2.32)$$

Les essais de cisaillement ont fourni la résistance du matériau, mais l'énergie en mode II a été déterminée à partir du modèle de Bazant et Pfeiffer. On constate que l'énergie en mode II est deux fois plus importante que celle en mode I, alors que l'on trouve des ratios de 20 à 25 dans la littérature (Bazant et Pfeiffer, 1986 ; Reinhardt et Xu, 2000). La résistance est de l'ordre du MPa mais elle est plus importante que celle en traction. Les résultats expérimentaux ont également

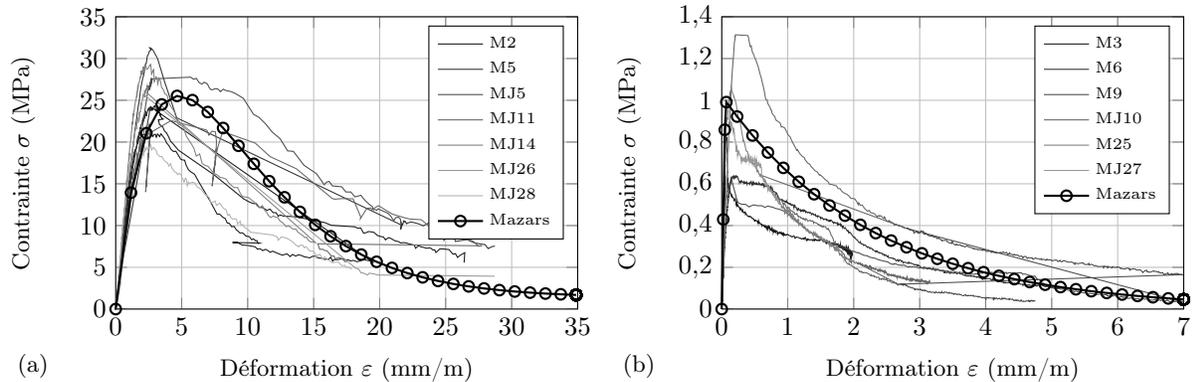


Figure 2.14 – Courbes contrainte-déformation des essais de compression simple (a) et de traction directe (b) sur le mortier de la maçonnerie du métro parisien.

permis d'établir une relation entre ces deux valeurs :

$$f_s = 0,056f_c \quad (2.33)$$

Tableau 2.4 – Caractéristiques mécaniques du mortier des tunnels du métro parisien obtenues expérimentalement.

Propriétés	Moyenne	CV	Max.	Min.	Spécimen
Masse volumique ρ (kg/m ³)	2 010	6 %	2 180	1 840	9/9
Porosité accessible à l'eau p_o (%)	24	18 %	31	17	9/9
Résistance à la compression f_c (MPa)	25,5	16 %	36,6	19,9	7/10
Module d'Young E (GPa)	19	6 %	21	18	4/5
Coefficient de Poisson ν	0,15	22 %	0,20	0,11	5/5
Résistance à la traction f_t (MPa)	0,81	47 %	1,34	0,29	11/12
Énergie de fissuration mode I G_{ft} (Pa.m)	75,0	57 %	145	26	8/9
Résistance au cisaillement f_s (MPa)	1,42	12 %	1,70	1,25	4/6
Énergie de fissuration mode II G_{fs} (Pa.m)	148	–	–	–	–
Seuil d'endommagement ε_{d0}	$5,42 \cdot 10^{-5}$	–	–	–	–
Coefficient A_c	0,71	–	–	–	–
Coefficient B_c	1 000	–	–	–	–

Essais sur béton. Nous avons vu que le béton prélevé dans les piédroits des tunnels du métro est caractérisé par des granulats de très grande taille (figure 2.8). Sa masse volumique a été estimée à 2 160 kg/m³ et sa porosité à 18 % avec une dispersion très faible, montrant que le béton est légèrement plus dense et moins poreux que le mortier de la maçonnerie.

Malgré sa relativement faible porosité, le béton est moins résistant à la compression que le mortier ($f_c = 16$ MPa contre plus de 25 pour le mortier), ce qui peut s'expliquer par la taille importante des granulats. Il reste néanmoins plus rigide, avec un module de 22 GPa contre 19 pour

le mortier. Les courbes complètes en compression (figure 2.15) ont permis d'établir les coefficients nécessaires au modèle de Mazars. Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau 2.5.

La résistance à la traction du béton est très faible, presque deux fois plus faible que celle du mortier. Les courbes complètes en traction ont permis d'obtenir l'énergie de fissuration en mode I et le seuil d'endommagement. On a de nouveau constaté que le module équivalent en traction était très faible (autour de 5 GPa) comparé à celui mesuré en compression. À partir des résultats expérimentaux, nous avons proposé une relation entre l'énergie de fissuration en mode I et la résistance à la traction du béton :

$$G_{ft} = 150f_t^{0,5} \quad (2.34)$$

Comme pour le mortier, la résistance au cisaillement est faible mais supérieure à la résistance en traction. Les résultats expérimentaux ont également permis d'établir une relation entre la résistance au cisaillement et la résistance à la compression du béton, très proche de celle du mortier (2.33) :

$$f_s = 0,053f_c \quad (2.35)$$

Essais sur composite Des essais complémentaires ont été réalisés sur le composite pierre-mortier. Ces valeurs ne seront pas utilisées dans le modèle puisque nous avons choisi de calculer les propriétés de la maçonnerie par homogénéisation, à partir des propriétés de ses matériaux constitutifs. L'objectif était donc d'obtenir un ordre de grandeur des résistances de la maçonnerie et d'observer son comportement. Nous avons réalisé des essais de compression et de traction sur des éprouvettes de maçonnerie ainsi que des essais de traction sur l'interface pierre-mortier.

Les éprouvettes de maçonnerie ont une résistance à la compression de 21 MPa et un module de 28 GPa en moyenne, avec une très forte variabilité. Elles semblent donc moins résistantes que les carottes de pierre et de mortier, mais plus rigides que le mortier seul. La résistance à la traction est toujours de l'ordre du MPa. Nous avons remarqué que c'est dans l'interface que s'amorce généralement la fissure, qui se propage ensuite dans le mortier. La qualité de la pierre ainsi que l'orientation de l'interface jouent un rôle important sur les résultats obtenus. C'est pourquoi un nombre plus important de tests est nécessaire pour avoir des résultats fiables.

Les essais sur l'interface ont permis d'estimer sa résistance à la traction et sa rigidité normale, grandeur nécessaire dans les modèles aux éléments distincts. On remarque que la résistance à la traction de l'interface est très faible, autour de 0,2 MPa, et plus faible en particulier que la résistance à la traction du mortier. La rigidité normale a été estimée à 85 GPa/m, avec à nouveau une très grande variabilité des résultats.

2.5 Application à un cas d'étude et perspectives

Cette dernière section est consacrée à l'application du modèle aux éléments finis présenté en section 2.3, alimenté par les données expérimentales recueillies en section 2.4, afin d'analyser le comportement des tunnels du métro parisien. Deux cas d'études ont été envisagés dans le cadre de ce travail :

- la modélisation d'un essai de mesures de contraintes *in situ* sur la ligne 3 ;
- l'étude des pathologies de la station *Mairie d'Ivry* sur la ligne 7.

Nous ne présenterons ici que les résultats du deuxième cas d'étude ; pour plus d'informations se reporter à Moreno Regan (2016). Nous aborderons finalement les perspectives d'application du modèle à l'étude des pathologies des ouvrages en maçonnerie.

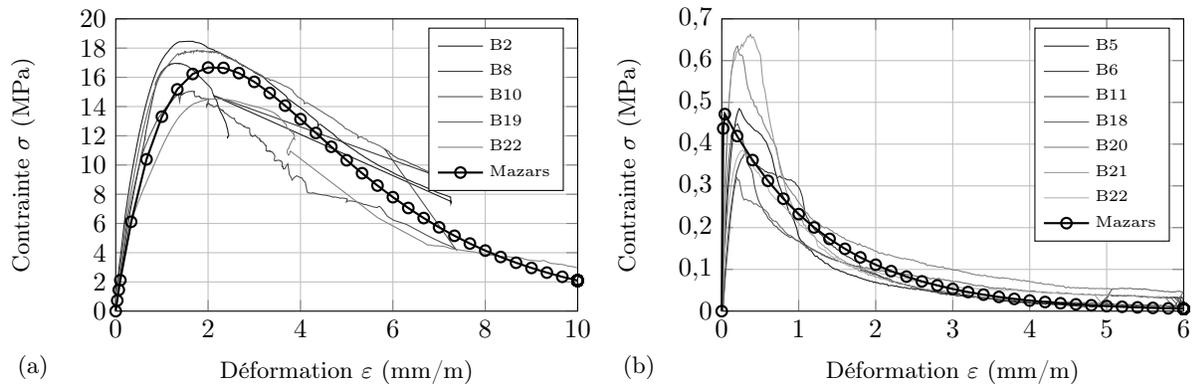


Figure 2.15 – Courbes contrainte-déformation des essais de compression simple (a) et de traction directe (b) sur le béton du métro parisien.

Tableau 2.5 – Caractéristiques mécaniques du béton des tunnels du métro parisien obtenues expérimentalement.

Propriétés	Moyenne	CV	Max.	Min.	Spécimen
% Masse volumique ρ (kg/m ³)	2 160	1 %	2 180	2 130	5/6
Porosité accessible à l'eau p_o (%)	18	4 %	19	17	5/6
Résistance à la compression f_c (MPa)	16,0	13 %	18,5	12,6	6/7
Module d'Young (GPa) E	22	19 %	27,6	16	7/7
Coefficient de Poisson ν	0,21	11 %	0,26	0,18	7/7
Résistance à la traction f_t (MPa)	0,48	25 %	0,67	0,32	7/8
Énergie de fissuration mode I G_{ft} (Pa.m)	104	22 %	155	82	7/8
Résistance au cisaillement f_s (MPa)	0,89	16 %	1,10	0,71	6/7
Énergie de fissuration mode II G_{fs} (Pa.m)	–	–	–	–	–
Seuil d'endommagement ε_{d0}	$2,18 \cdot 10^{-5}$	–	–	–	–
Coefficient A_c	0,93	–	–	–	–
Coefficient B_c	1 550	–	–	–	–

2.5.1 Présentation du cas d'étude

Le modèle a été mis en application pour modéliser les pathologies observées à la station *Mairie d'Ivry*, l'un des terminus sud de la ligne 7 du métro parisien (figure 2.16). Cette station, construite en 1946, a connu d'importants désordres suite à la construction d'un projet immobilier d'envergure dans les années 1980 : fissures en clé et en radier, venues d'eau importantes, chute de carrelage. La station a dès lors fait l'objet d'un important dispositif de surveillance et des travaux de confortement ont finalement été entrepris (figure 2.17).

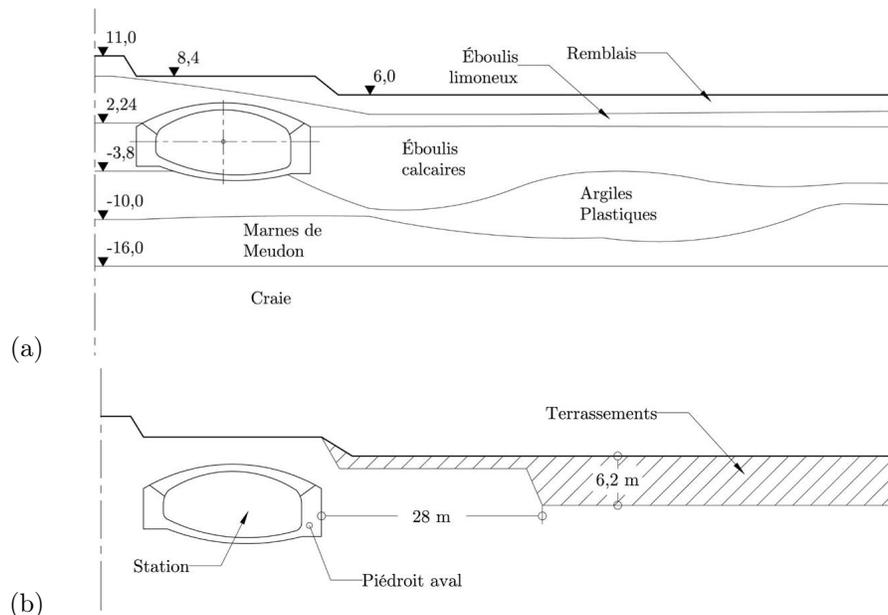


Figure 2.16 – Profil géologique de la station Mairie d'Ivry (a) et plan des travaux réalisés (b) (cotes en m).

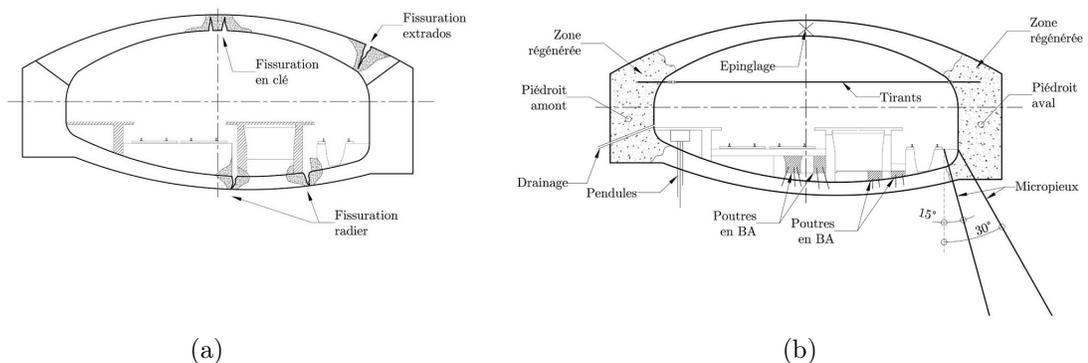


Figure 2.17 – Désordres constatés dans la station Mairie d'Ivry suite aux travaux à proximité (a) et travaux de confortement (b) réalisés d'après Le Bras (1992).

2.5.2 Modélisation de la station

Nous avons choisi de modéliser les travaux réalisés à proximité de la station Mairie d'Ivry par l'excavation d'une partie des terres, simulant ainsi la perte de butée au niveau du piedroit aval

(figure 2.18). Cette étude vise à tester la capacité du modèle à, d'une part, identifier les zones de fissuration observées dans la station et, d'autre part, prédire les déplacements enregistrés dans la structure au moment de la surveillance, et plus particulièrement la convergence, à savoir le rapprochement de deux points opposés du tunnel.

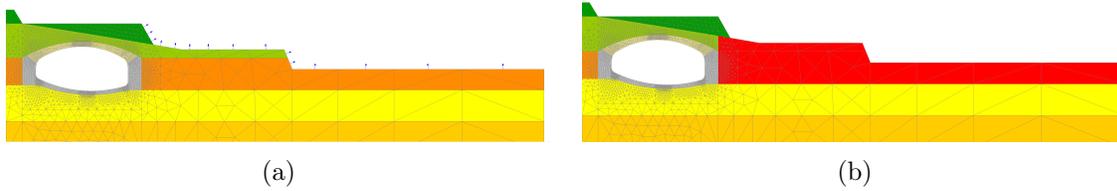


Figure 2.18 – Modélisation aux éléments finis sous CESAR-LCPC de la station Mairie d'Ivry : excavation (a) et dégradation des propriétés du sol (b).

Le calcul a été mené en déformation plane. Les conditions aux limites du modèle sont : $u_y = 0$ sur le bord inférieur et $u_x = 0$ sur les bords latéraux. Le comportement du sol encaissant a été modélisé par une loi élastoplastique avec un critère de plasticité de Mohr-Coulomb. Dans l'étape 1 de la modélisation, nous avons appliqué le poids propre du sol. Les étapes 2 à 5 modélisent de manière simplifiée la construction de la station et les étapes 6 à 21 simulent les effets de l'excavation à proximité de l'ouvrage. Dans ces étapes, l'action du sol excavé est modélisée grâce à la méthode « convergence-confinement » (Panet, 1995). Cette méthode analytique permet de simuler le creusement du tunnel par un modèle en déformation plane. Pour ce faire, elle introduit une contrainte fictive $\underline{\underline{\sigma}}$, qui est une fraction de l'état de contrainte initiale $\underline{\underline{\sigma}}_0$ dont l'évolution est gouvernée par le taux de déconfinement λ , de sorte que :

$$\underline{\underline{\sigma}} = (1 - \lambda) \underline{\underline{\sigma}}_0 \quad (2.36)$$

Les étapes de calcul de la station Mairie d'Ivry peuvent finalement être détaillées comme suit :

- Étape 1 :** État de contraintes initial ;
- Étape 2 :** Excavation de la voûte et des piédroits avec un taux de déconfinement $\lambda = 0,4$;
- Étape 3 :** Mise en place du revêtement et application des forces $(1 - \lambda)$;
- Étape 4 :** Excavation du reste de la section avec $\lambda = 0,90$;
- Étape 5 :** Mise en place du radier et application des forces $(1 - \lambda)$;
- Étape 6 :** Excavation à proximité de la station avec $\lambda = 1$;
- Étapes 7 à 21 :** Effets différés sur le sol à côté du piédroit aval.

Les piédroits et le radier ont été modélisés avec le modèle de Mazars revisité. Les grandes déformations observées dans la voûte nous ont conduit à adopter des valeurs de modules d'élasticité inférieures à celles mesurées lors de la campagne expérimentale (cf. section 2.4). Nous avons finalement retenu dans le modèle les valeurs mesurées pour le module d'élasticité en traction. Les valeurs prises en compte dans la modélisation sont présentées dans le tableau 2.6. Pour l'homogénéisation de la maçonnerie, nous avons opté pour des joints de mortier de 70 mm d'épaisseur et des blocs de meulière de 135 mm de hauteur et 270 mm de largeur. Avec ces données, on obtient un module homogénéisé $E_h = 8\,500$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu_{bh} = 0,25$ pour la maçonnerie.

La figure 2.19 montre l'état d'endommagement dans le tunnel simulé par notre modèle aux éléments finis. On observe dès l'état initial la présence d'une fissure en clé de voûte. Ensuite, l'excavation et la perte de butée dans le piédroit entraînent l'apparition d'une deuxième fissure

Tableau 2.6 – Propriétés des matériaux retenues dans la modélisation de la station Marie d’Ivry.

	Pierre	Mortier	Béton
Masse volumique ρ (kg/m ³)	2 058	2 008	2 127
Résistance à la compression f_c (MPa)	75,3	25,5	16,6
Module d’Young E (MPa)	9 150	7 600	4 500
Coefficient de Poisson ν	0,32	0,15	0,21
Résistance à la traction f_t (MPa)	1,6	1,3	0,5
Énergie de fissuration mode I G_{ft} (Pa.m)	95	100	236
Seuil d’endommagement ε_{d0}	$1,80 \cdot 10^{-4}$	$1,66 \cdot 10^{-4}$	$1,09 \cdot 10^{-4}$
Coefficient de Mazars A_c	1,0	1,8	1,5
Coefficient de Mazars B_c	177	432	500

au niveau des naissances de la voûte, sur le côté droit, avec une convergence verticale de $-2,4$ mm. Simultanément, une deuxième fissure se forme au niveau de la clé de voûte. La dernière rotule, sur le côté gauche de la voûte, intervient avec une convergence verticale de -59 mm (figure 2.19a). Pour le radier, la fissuration commence avec une convergence verticale de $-2,4$ mm et continue à se propager progressivement jusqu’à la formation de deux rotules avec une convergence verticale de -59 mm (figure 2.19b). On constate que la formation de rotules est responsable de grands déplacements au niveau de la voûte.

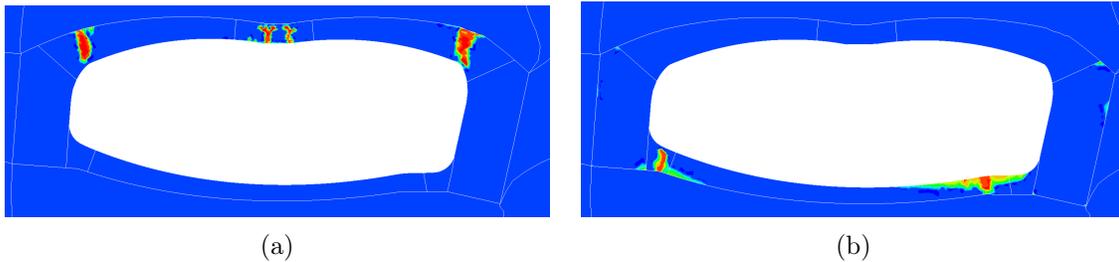


Figure 2.19 – État d’endommagement dans la voûte (a) et dans le radier (b) après excavation.

Les zones d’endommagement observées sur site (figure 2.17) sont reproduites correctement par le modèle dans la voûte et partiellement dans le radier. Cette différence peut s’expliquer par la présence du quai qui n’est pas modélisé et qui a pu scinder la fissure au niveau du radier en deux parties. On peut noter de plus que le modèle fait apparaître deux fissures à droite de la voûte et du radier qui ne ressortent pas au niveau de la surface. Ces deux fissures n’apparaissant pas dans le relevé des désordres réels, il serait peut-être intéressant de mettre en place une surveillance de ces deux zones.

Avec les hypothèses adoptées pour modéliser la construction de la station, c’est la voûte qui reprend la plupart des efforts de traction dans l’ouvrage. Le radier est très peu chargé. De ce fait, lorsque la perte de butée se produit, on observe un basculement et une rotation du piédroit aval vers l’extérieur à partir de la jonction avec la voûte.

Dans la figure 2.20 et le tableau 2.7, nous avons finalement comparé les résultats obtenus par le modèle aux éléments finis aux données relevées *in situ* lors de la surveillance de l’ouvrage. À titre indicatif, nous avons également représenté les résultats obtenus avec un modèle élastique orthotrope. On peut constater que notre modèle reproduit bien la déformation du tunnel mesurée. Le recours à un modèle non-linéaire permet d’atteindre des convergences de l’ordre du centimètre,

ce qui n'est pas possible avec le modèle élastique.

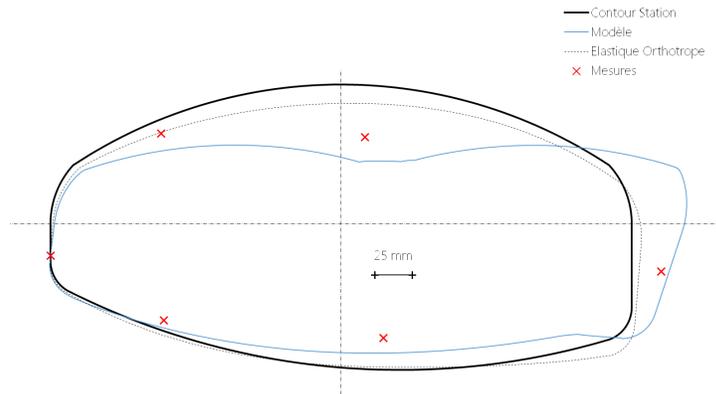


Figure 2.20 – Comparaison des déformées de la station Mairie d'Ivry obtenues par le calcul et les mesures.

Tableau 2.7 – Comparaison des convergences dans la station Mairie d'Ivry obtenues par le calcul et les mesures (en mm).

	Mesures	Modèle	Élastique
Base 1/4	19,5	26,6	4,5
Base 2/6	-18,4	-21,0	-4,6
Base 3/5	-54,2	-59,2	-14,0

Enfin, il nous a paru intéressant de suivre l'évolution de la convergence verticale (base 3/5) en fonction de la dégradation du module d'élasticité de la couche des éboulis calcaires située à côté du piédroit aval. Cette évolution est présentée sur la figure 2.21. On peut noter que les sauts dans le déplacement correspondent à la formation de rotules, d'abord du côté droit, puis du côté gauche de la voûte.

Les simulations montrent ainsi que le modèle est capable de prédire l'ordre de grandeur des déplacements mesurés dans la station, ainsi que l'allure de la déformée. En outre, le modèle reproduit correctement les endroits où les fissures se sont produites : dans la simulation, l'ouvrage s'approche de la défaillance lorsqu'un ensemble de rotules se forme dans le tunnel, avec des valeurs de convergences assez importantes, de l'ordre de 60 mm. Notons néanmoins que ce modèle reste relativement sensible aux paramètres utilisés, notamment à l'énergie de fissuration introduite par le modèle d'endommagement, et que ces paramètres sont de surcroît difficiles à obtenir.

2.5.3 Conclusion : application à la surveillance des ouvrages

L'outil numérique développé dans le cadre de cette étude nous a permis de simuler le comportement non-linéaire des voûtes de tunnels du métro parisien. Il permet en particulier d'identifier les zones fissurées et de prédire les déplacements de la structure. Pour ce faire, il doit être alimenté par les caractéristiques mécaniques des blocs et du liant. Si les constantes élastiques sont déterminées par des essais classiques, les caractéristiques liées à l'endommagement doivent faire l'objet d'études plus complexes. Cette caractérisation est d'autant plus complexe que l'on traite ici de matériaux existants. Nous avons constaté une assez grande variabilité des résultats obtenus, montrant qu'un grand nombre d'essais est nécessaire pour avoir une caractérisation fiable.

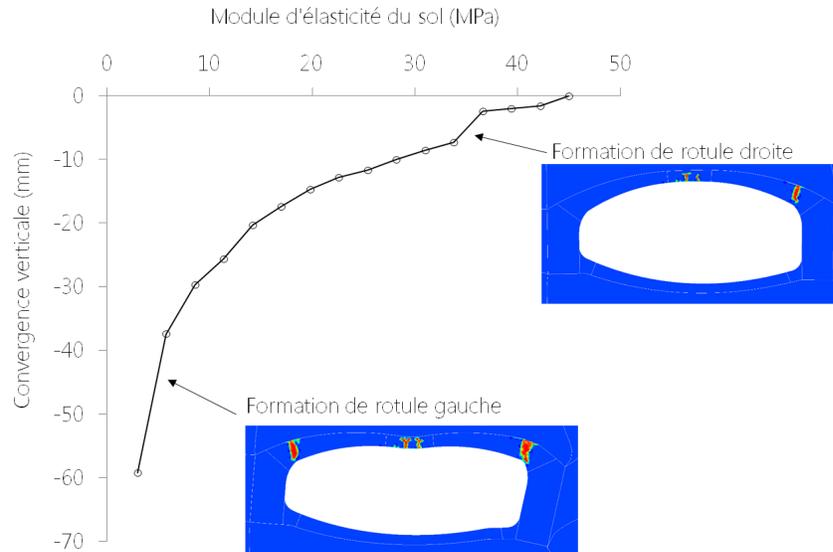


Figure 2.21 – Évolution de la convergence verticale (base 3/5) en fonction du module d'élasticité du sol.

Le modèle peut être utilisé pour évaluer l'impact des travaux à proximité d'un tunnel du métro parisien. À partir de l'étude des déformations et de l'endommagement occasionnés dans un tunnel par des chargements externes, il permet de proposer des seuils de convergence pour lesquels la stabilité de l'ouvrage est assurée. Les convergences dans le tunnel peuvent être mesurées tout au long des travaux, afin de vérifier que les seuils imposés ne sont pas dépassés. Ils fournissent ainsi au gestionnaire des informations pour se prononcer sur la faisabilité de constructions au voisinage d'ouvrages existants. Cet outil peut être appliqué à l'étude des pathologies d'autres types de structures, pour alerter sur l'ouverture maximale des fissures dans une voûte de pont ou le déplacement en tête maximal supportable par un mur de soutènement ou un quai en maçonnerie.

Chapitre 3

Évaluation structurale : capacité portante des barrages et des murs de soutènement

3.1 Introduction à l'évaluation et la réparation structurales des ouvrages en maçonnerie

Pour les constructions présentant d'importantes pathologies ou lors de changements ponctuels ou permanents des charges appliquées, il est nécessaire d'évaluer la capacité portante résiduelle des structures afin de déterminer si leur sécurité est toujours assurée. Le cas échéant, il est également nécessaire de proposer et de dimensionner une solution de réparation adaptée.

Dans ce domaine, les méthodes de calcul s'apparentent à celles utilisées pour le dimensionnement puisqu'il s'agit de réaliser un calcul de stabilité. Si les approches non-linéaires macro ou micro-mécaniques font l'objet de recherches, les calculs pratiques de stabilité sont majoritairement réalisés dans le régime linéaire sur des éléments « barre » ou par la méthode des éléments finis. La ruine de l'ouvrage est alors assimilée à la non-convergence des calculs. Les modèles élastiques sont choisis pour leur relative simplicité et rapidité de mise en œuvre mais leur utilisation pour le calcul de stabilité est très sécuritaire et peut conduire à des réparations, voire des démolitions, inutiles.

Nous proposons ici de recourir à nouveau au calcul à la rupture, qui offre une solution rigoureuse et pratique de calcul de stabilité. Dans les recherches présentées ici, nous l'avons appliqué pour évaluer la capacité portante résiduelle de structures existantes :

- barrages en enrochement sous l'effet d'un chargement sismique, dans le cadre du projet RGCU *Pedra* ;
- murs de soutènement sous l'effet des charges permanentes, dans le cadre du master recherche de Benjamin Terrade (2014) ;
- murs de soutènement sous l'effet des charges d'exploitation, dans le cadre de la thèse de Hong Hanh Le (2013), puis de Benjamin Terrade (2017).

Nous verrons en fin de chapitre comment le passage à une version numérique du calcul à la rupture, développée dans le cadre de la thèse de Benjamin Terrade (2017), ouvre de nouvelles perspectives en nous permettant d'aller plus loin dans ces différentes analyses et de proposer une évaluation plus fine des ouvrages en maçonnerie existants.

3.2 Évaluation de la vulnérabilité sismique des barrages

3.2.1 Problématique de la vulnérabilité sismique des barrages

EDF (Électricité de France) est propriétaire d'un parc de barrages parmi lesquels une vingtaine est conçue en enrochements (figure 3.1). Ces ouvrages, datant du XX^e siècle, sont constitués d'un massif en enrochement protégé par un perré en pierre sèche, construit par une main-d'œuvre spécialisée. Ils sont caractérisés par leur géométrie audacieuse, à savoir une très grande hauteur (entre 15 et 30 m pour la plupart) et une pente proche ou égale à 1, dépassant la pente naturelle de l'enrochement. Pour leur gestionnaire, la problématique essentielle est de mieux comprendre le comportement de ces structures, et plus particulièrement le rôle du perré en pierre sèche et la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du risque sismique.



Figure 3.1 – Barrage EDF de Portillon (Haute-Garonne) en enrochement avec perré en pierre sèche.

Dans le cadre du projet RGCU MICROBE (2002-2006), l'analyse d'un barrage a été conduite par la méthode des éléments distincts. Cette étude a permis de mieux comprendre le comportement de l'ouvrage à la rupture et, plus particulièrement, le rôle stabilisateur du perré (Deluzarche, 2004 ; Tran, 2006). Néanmoins, la complexité de mise en œuvre et de calcul de la méthode motive le développement d'études complémentaires. C'est ainsi qu'avec le projet RGCU PEDRA (2011-2014) a été initiée une campagne d'essais sur modèles physiques sur le site EDF de Cusset. Des maquettes de perrés de 2 m de hauteur (échelle 1/10) ont été construites et testées par basculement jusqu'à la rupture. Ces essais, coordonnés par l'ENTPE, fournissent une base de données expérimentales permettant de tester les modèles.

Les travaux présentés ici s'inscrivent dans le cadre de cette campagne expérimentale. Ils ont été menés à la demande de Jean-Jacques Fry d'EDF, en collaboration avec Jean-Claude Morel et Joachim Blanc-Gonnet à l'ENTPE pour la coordination avec les essais sur maquettes et avec Denis Garnier de l'ENPC pour la mise au point du modèle. L'objectif du travail proposé est de fournir un outil de calcul, basé sur la théorie du calcul à la rupture, permettant de modéliser les essais sur maquettes réalisées à Cusset en 2014-2015.

3.2.2 Évaluation de la stabilité par le calcul à la rupture

Nous présentons ici le modèle de calcul à la rupture développé pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des barrages en enrochement. Nous reprenons le cadre méthodologique présenté en sections 1.2 et 1.4 pour l'appliquer au cas des barrages. Le problème sera traité en déformation plane et l'analyse sismique sera menée en pseudo-statique. Nous avons plus particulièrement choisi de modéliser la composante horizontale du poids propre créée par un séisme par un basculement de la structure; nous reviendrons sur cette modélisation en fin de section. Pour plus d'informations, le lecteur pourra se reporter à Colas *et al.* (2016).

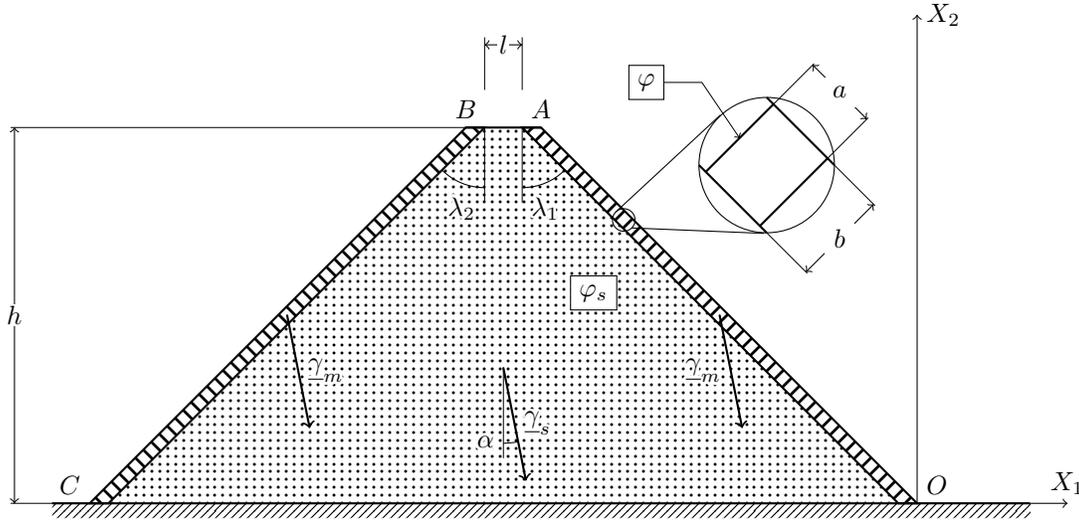


Figure 3.2 – Données de géométrie, mode de chargement et critère de résistance du barrage en enrochement.

Données du problème. On commence par définir les trois données nécessaires à la mise en œuvre du calcul à la rupture dans le cas du barrage (figure 3.2) :

géométrie : définie pour chaque élément du système :

- pour l'enrochement, hauteur h , largeur en tête l , fruit aval $f_1 = \tan \lambda_1$ et amont $f_2 = \tan \lambda_2$;
- pour les perrés, hauteur des blocs a et largeur b – pour simplifier, nous considérons que les deux perrés sont constitués des mêmes blocs, qu'il n'y a qu'un seul bloc dans la largeur de chaque perré et que les lits de blocs sont perpendiculaires au parement de l'enrochement ;

chargement : poids propre des matériaux constitutifs, pour les perrés γ et pour l'enrochement γ_s , sachant que l'inclinaison du barrage α va créer une composante horizontale du poids propre dans le repère $(O, \underline{e}_1, \underline{e}_2)$ lié à la maquette :

$$\underline{\gamma} = -\gamma \sin \alpha \underline{e}_1 + \gamma \cos \alpha \underline{e}_2 \quad (3.1)$$

$$\underline{\gamma}_s = -\gamma_s \sin \alpha \underline{e}_1 + \gamma_s \cos \alpha \underline{e}_2 \quad (3.2)$$

capacité de résistance : définie pour chaque composant du système :

- pour les perrés : une interface de Mohr-Coulomb d'angle frottement φ au niveau des joints, les blocs étant considérés comme infiniment résistants :

$$\pi(\underline{n}, \underline{\Delta v}) = 0 \quad \text{si } \underline{\Delta v} \cdot \underline{n} \geq |\underline{\Delta v} \cdot \underline{t}| \tan \varphi \quad (3.3)$$

– pour l’enrochement : un critère de Mohr-Coulomb d’angle de frottement φ_s :

$$\pi(\underline{d}_s) = 0 \quad \text{si } \text{tr } \underline{d}_s \geq (|d_{s1}| + |d_{s2}|) \sin \varphi_s \quad (3.4a)$$

$$\pi(\underline{n}_s, \llbracket \underline{v}_s \rrbracket) = 0 \quad \text{si } \llbracket \underline{v}_s \rrbracket \cdot \underline{n}_s \geq \|\llbracket \underline{v}_s \rrbracket\| \sin \varphi_s \quad (3.4b)$$

– pour l’interface enrochement-perré : une interface de Mohr-Coulomb d’angle de frottement δ :

$$\pi(\underline{n}, \underline{\Delta v}) = 0 \quad \text{si } \underline{\Delta v} \cdot \underline{n}_\delta \geq |\underline{\Delta v} \cdot \underline{t}_\delta| \tan \delta \quad (3.5)$$

Choix des mécanismes de rupture virtuel. Nous n’avons exploré ici qu’une famille de mécanismes, définie par une ligne de rupture brisée entrant par le parement aval à la hauteur h_{r1} , puis traversant l’enrochement selon une ligne droite faisant un angle Ψ_s avec l’horizontale avant de ressortir par le parement amont à la hauteur h_{r2} .

La résistance des blocs du perré étant considérée comme infinie, la ligne de rupture ne peut passer que par des joints du perré ; cela impose donc que h_{r1} et h_{r2} correspondent à un nombre entier de blocs n_{r1} et n_{r2} respectivement, de sorte que :

$$h_{r1} = n_{r1} a \cos \lambda_1 \quad (3.6a)$$

$$h_{r2} = n_{r2} a \cos \lambda_2 \quad (3.6b)$$

$$(3.6c)$$

L’angle Ψ_s que fait la ligne de rupture dans l’enrochement peut aussi s’exprimer en fonction des paramètres déjà définis :

$$\tan \Psi_s = \frac{h_{r2} - h_{r1}}{B} \quad (3.7)$$

où B est la largeur du massif d’enrochement à sa base, de sorte que :

$$B = l + (h - h_{r1}) \tan \lambda_1 + (h - h_{r2}) \tan \lambda_2 \quad (3.8)$$

On considère que la partie du barrage située sous cette ligne brisée reste immobile, tandis que la partie supérieure se déplace à vitesse constante \underline{v}_1 pour le parement aval, \underline{v}_2 pour le parement amont et \underline{v}_s pour l’enrochement, de sorte que :

$$\underline{v}_1(\underline{X}) = v_1 \cos(\psi + \lambda_1) \underline{e}_1 + v_1 \sin(\psi + \lambda_1) \underline{e}_2 \quad (3.9)$$

$$\underline{v}_2(\underline{X}) = v_2 \cos(\psi - \lambda_2) \underline{e}_1 + v_2 \sin(\psi - \lambda_2) \underline{e}_2 \quad (3.10)$$

$$\underline{v}_s(\underline{X}) = v_s \cos \psi_s \underline{e}_1 - v_s \sin \psi_s \underline{e}_2 \quad (3.11)$$

Détermination de l’angle de rupture du barrage. L’approche cinématique du calcul à la rupture impose que la puissance des efforts extérieurs demeure inférieure à la puissance résistante maximale.

Ici la puissance des efforts extérieurs peut se décomposer en trois parties, correspondant à la contribution des deux perrés et de l’enrochement. Elle s’écrit ainsi à partir des expressions des poids volumiques (3.1) et (3.2) et des champs de vitesse (3.9), (3.10) et (3.11) :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}^e &= \int_V \underline{\gamma} \cdot \underline{v}_1 \, dV + \int_V \underline{\gamma} \cdot \underline{v}_2 \, dV + \int_V \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dV \\ \mathcal{P}^e &= \gamma b \sin(\alpha - \psi - \lambda_1) \left[\frac{h - h_{r1}}{\cos \lambda_1} v_1 + \frac{h - h_{r2}}{\cos \lambda_2} v_2 \right] \\ &\quad + \frac{\gamma_s v_s}{2} \sin(\alpha + \psi_s) [l(h - h_{r1}) + B(h - h_{r2})] \end{aligned} \quad (3.12)$$

La puissance résistante maximale est nulle, quel que soit le mode de rupture, mais les conditions d'existence de cette fonction restent dépendantes du champ de vitesse virtuel choisi. Les champs de vitesse dans le mur et dans le sol doivent vérifier les conditions de pertinence (3.3), (3.4b) et (3.5).

On met finalement en œuvre l'approche cinématique du calcul à la rupture en reportant l'expression de \mathcal{P}^e (3.12) dans l'inégalité (1.28) :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}^e &\leq \mathcal{P}^{rm} \\ \tan \alpha &\leq \frac{2\gamma b \left[\frac{\sin(\varphi + \lambda_1)(h - h_{r1})}{\cos \lambda_1} v_1 + \frac{\sin(\varphi - \lambda_2)(h - h_{r2})}{\cos \lambda_2} v_2 \right] - \gamma_s v_s \sin \psi_s [l(h - h_{r1}) + B(h - h_{r2})]}{2\gamma b \left[\frac{\cos(\varphi + \lambda_1)(h - h_{r1})}{\cos \lambda_1} v_1 + \frac{\cos(\varphi - \lambda_2)(h - h_{r2})}{\cos \lambda_2} v_2 \right] - \gamma_s v_s \cos \psi_s [l(h - h_{r1}) + B(h - h_{r2})]} \end{aligned} \quad (3.13)$$

On peut alors minimiser l'angle critique α^0 défini par (3.13) sur tous les paramètres cinématiques respectant les conditions de pertinence définies par (3.3), (3.4b) et (3.5). On trouve en particulier :

$$\psi^{\text{opt}} = \varphi \quad (3.14a)$$

$$\psi_s^{\text{opt}} = \Psi_s - \varphi_s \quad (3.14b)$$

$$\left(\frac{v_1}{v_s} \right)^{\text{opt}} = \frac{\cos(\psi_s + \lambda_1 + \delta)}{\cos(\psi + \delta)} \quad (3.14c)$$

$$\left(\frac{v_2}{v_s} \right)^{\text{opt}} = \frac{\cos(\psi_s - \lambda_2 + \delta)}{\cos(\psi - \delta)} \quad (3.14d)$$

Ces champs optimaux, rapportés dans α^0 , fournissent l'angle de chargement extrême pour cette famille de mécanismes :

$$\alpha^+ = \min_{n_{r1}, n_{r2}} \left\{ \arctan \frac{2b\gamma [C_1 \sin(\varphi + \lambda_1) + C_2 \sin(\varphi - \lambda_2)] - \gamma_s C_s \sin(\Psi_s - \varphi_s)}{2b\gamma [C_1 \cos(\varphi + \lambda_1) + C_2 \cos(\varphi - \lambda_2)] - \gamma_s C_s \cos(\Psi_s - \varphi_s)} \right\} \quad (3.15)$$

avec :

$$C_1 = \frac{\cos(\Psi_s - \varphi_s + \lambda_1 - \delta)}{\cos \lambda_1 \cos(\varphi + \delta)} (h - h_{r1}) \quad (3.16a)$$

$$C_2 = \frac{\cos(\Psi_s - \varphi_s - \lambda_2 + \delta)}{\cos \lambda_2 \cos(\varphi - \delta)} (h - h_{r2}) \quad (3.16b)$$

$$C_s = l(h - h_{r1}) + B(h - h_{r2}) \quad (3.16c)$$

Le calcul à la rupture nous permet ainsi d'établir une expression semi-analytique de l'angle au-delà duquel la rupture du barrage est assurée, qui ne dépende que de la géométrie, du mode de chargement et du critère de résistance de l'enrochement et des blocs composant les perrés.

3.2.3 Expérimentation à l'échelle réduite

Le modèle a été développé pour contribuer à l'interprétation des essais réalisés par l'ENTPE et EDF dans le cadre du projet RGCU C2D2 PEDRA (figure 3.3). Quatre maquettes de barrages de 2 m de hauteur ont été construites et basculées jusqu'à la rupture. Nous adoptons la même nomenclature que celle décrite en section 1.6 pour désigner les essais de cette campagne, identifiés par la lettre « P ». Toutes les maquettes ont la même géométrie. Elles sont constituées d'un enrochement en granite 40/70 de Meaux-la-Montagne (Rhône). Les essais triaxiaux réalisés par

l'École Centrale de Nantes permettent d'estimer l'angle de frottement entre 39 et 42° pour un poids volumique de 14,2 kN/m³. L'enrochement est recouvert sur ses parements amont et aval d'un perré en pierre sèche, bâti par des maçons issus de l'association ABPS. Les perrés des barrages P1g et P4g sont constitués de granite, dont l'angle de frottement a été mesuré par un essai au plan incliné à 29°. Les perrés des barrages P2s et P3s sont en schiste, dont l'angle de frottement a été estimé à 26°. Les caractéristiques physiques et géométriques des maquettes sont données dans le tableau 3.1.



Figure 3.3 – Campagne expérimentale sur maquettes de barrages.

Tableau 3.1 – Caractéristiques géométriques et physiques des essais sur maquettes de barrages.

	Essai P1g	Essai P2s	Essai P3s	Essai P4g
Hauteur du barrage h (m)	2,00	2,00	2,00	2,00
Longueur du barrage L (m)	2,25	2,25	2,25	2,25
Largeur en tête de l'enrochement l (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Inclinaison aval du barrage λ_1 (°)	45	45	45	45
Inclinaison amont du barrage λ_2 (°)	45	45	45	45
Hauteur des blocs du perré a (cm)	5,6	5,0	3,0/25,0	5,6
Largeur des blocs du perré b (cm)	5,6	5,0	5,0/12,0	11,2
Poids propre du perré γ (kN/m ³)	20,1	22,4	17,4	20,1
Poids propre de l'enrochement γ_s (kN/m ³)	14,2	14,2	14,2	14,2
Angle de frottement des blocs φ (°)	29,0	26	26	29,0
Angle de frottement de l'enrochement φ_s (°)	40,5	40,5	40,5	40,5
Angle de frottement de l'interface δ (°)	29,0	26	26	29,0
Angle de basculement α^+ (m)	24	21	29	28

Les maquettes sont construites dans un conteneur qui est basculé autour de son pied au moyen du dispositif de levage d'un camion grue, jusqu'à la rupture de la maquette. Les déplacements du perré aval sont mesurés au moyen de capteurs à câble et de mesures stéréoscopiques. Nous

présentons ici succinctement les résultats obtenus sur le premier essai à titre d'exemple.

Les essais ont montré que la maquette ainsi construite se comporte bien en déformation plane sur la majeure partie de l'essai. Au moment de la rupture, on observe toutefois un léger effet de bord dû au frottement de la maquette sur les bords du conteneur. Si on représente les déplacements mesurés en fonction de l'angle de rotation de la maquette, on constate que pour α compris entre 0 et 15° les déplacements du barrages sont négligeables. Ils augmentent ensuite jusqu'à atteindre un palier horizontal, assimilable à la rupture, pour $\alpha = 25^\circ$. On remarque par ailleurs que les déplacements tangentiels sont environ deux fois plus faibles que les déplacements normaux au parement.

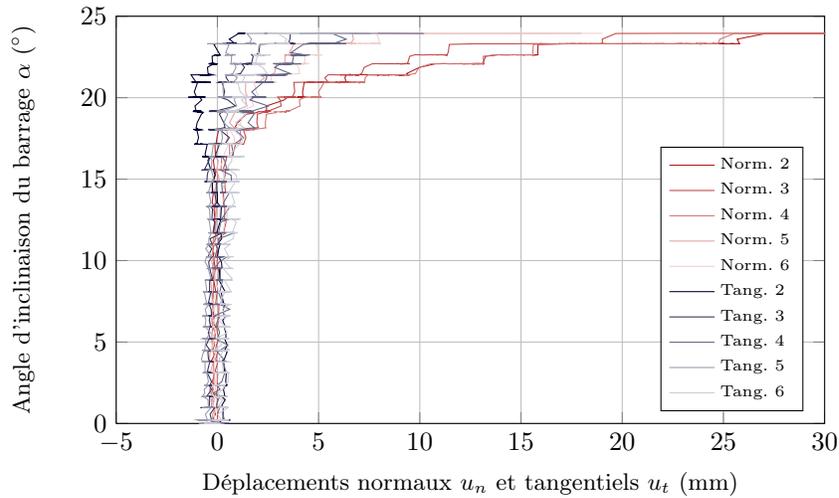


Figure 3.4 – Représentation des déplacements normaux (rouge) et tangentiels (bleu) du parement aval du barrage en fonction de l'angle de basculement α de l'essai P1g.

L'application du modèle à ces essais permet de comparer l'angle de basculement obtenu expérimentalement à celui prédit par le modèle (figure 3.5). On remarque ainsi que le modèle donne une estimation de l'angle de rupture du barrage avec une bonne précision (inférieure à 15 %). L'écart le plus important a été constaté pour l'essai P4g : cela peut s'expliquer par le fait que, dans cet essai, le perré présente deux blocs dans son épaisseur, qui peuvent interagir entre eux, alors que le modèle n'en considère qu'un seul. Le modèle donne également une indication sur le mode de rupture privilégié, et plus particulièrement sur le point d'entrée de la ligne de rupture, qui peut être repéré sur le parement visible du barrage lors d'inspections.

Cette étude montre finalement le rôle prépondérant du perré dans la stabilité des barrages en enrochement : en effet, les parements amont et aval du barrage font un angle de 45° avec l'horizontale, qui dépasse l'angle de frottement de l'enrochement estimé autour de 40°. Sans perré, le barrage aurait déjà atteint la limite de stabilité, or les essais ont montré qu'il peut encore supporter une rotation comprise entre 20 et 35°. Le modèle permet de bien prendre en compte le regain de stabilité conféré par le perré.

Ce modèle a fait l'objet d'un programme sous Excel destiné à EDF et permettant de prédire l'angle de basculement et le mode de rupture privilégié.

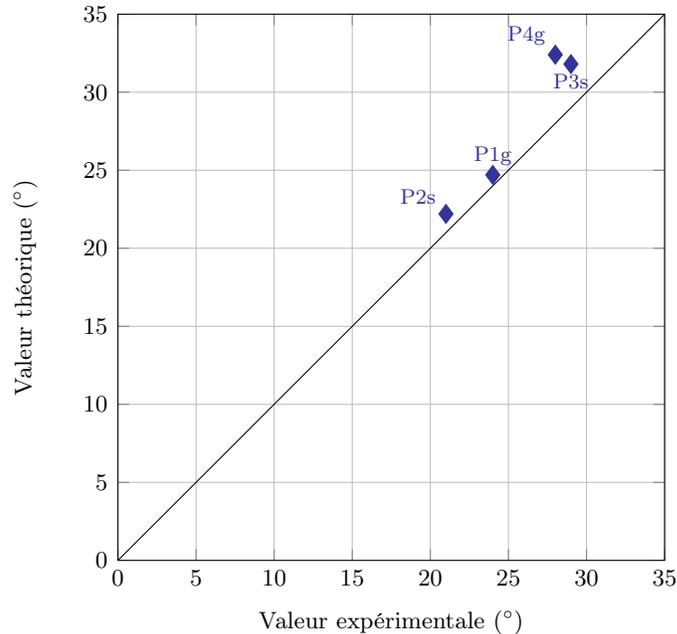


Figure 3.5 – Représentation des angles de basculement maximal α^+ théoriques en fonction des angles expérimentaux.

3.2.4 Application à l'évaluation de la vulnérabilité sismique

La comparaison entre les résultats expérimentaux et le modèle montre son très bon comportement pour évaluer l'angle de basculement des maquettes. Cette étude confirme le rôle prépondérant du perré dans la stabilité de ces structures.

L'étude présentée ici vise à évaluer la vulnérabilité sismique de ces structures en pseudo-statique. En effet, l'angle de basculement est à rapprocher de la composante horizontale du poids propre qui intervient lors d'un séisme. La première étape est de déterminer si le modèle peut simuler le comportement des barrages en vraie grandeur. Dans Colas *et al.* (2016), un premier test a été réalisé en comparant les résultats d'une simulation par éléments distincts réalisée par Deluzarche (2004) avec ceux de notre modèle. Cette étude montre la bonne concordance des résultats fournis par les deux approches, tant sur l'estimation de l'inclinaison extrême supportable par le barrage que sur le faciès de rupture. Les analyses paramétriques ont montré la grande influence de l'inclinaison de parement aval, du poids et de l'orientation des blocs du perré dans la stabilité du barrage.

Pour aller plus loin dans cette étude, plusieurs pistes sont envisagées. Nous avons vu que le modèle atteignait ses limites pour la maquette P4g, qui compte deux blocs dans l'épaisseur du perré. Une première piste d'amélioration serait d'homogénéiser la maçonnerie du perré, afin de tenir compte de la présence de plusieurs blocs dans son épaisseur. Par ailleurs, nous envisageons d'explorer des géométries plus complexes pour se rapprocher des spécificités des barrages réels : présence de risberme, barrage voûte... Pour mener à bien ces développements, nous nous appuyerons sur l'approche numérique du calcul à la rupture, comme nous le verrons en section 3.5. Enfin, nous envisageons de mener nos calculs non plus en pseudo-statique mais en dynamique, afin de prendre en compte l'influence de l'alternance des efforts. Nous aurons alors besoin de lancer une campagne expérimentale sur table vibrante afin de valider ce nouveau modèle. L'objectif à terme est de développer un modèle permettant d'évaluer simplement et rigoureusement la vulnérabilité

des barrages en enrochement, comme celle d'autres structures en maçonnerie, vis-à-vis du risque sismique.

3.3 Évaluation et réparation structurales sous charges permanentes des murs de soutènement

La maçonnerie constitue la part la plus importante du patrimoine d'ouvrages de soutènement routier. Ainsi 60 % des murs de soutènement du réseau routier national sont en maçonnerie, dont 18 % en pierre sèche (Sétra, 2011). Si ces ouvrages sont généralement robustes, avec une longévité inégalée, on constate néanmoins une dégradation de l'état du patrimoine puisque 82 % des ouvrages présentant des désordres structuraux majeurs voire critiques – catégories 3 et 3U de la méthode d'évaluation des ouvrages d'art IQOA (Sétra, 2005), sont en maçonnerie. Cette surreprésentation peut s'expliquer d'une part par la moyenne d'âge élevée des ouvrages en maçonnerie, construits pour la plupart au XIX^e siècle, mais également par une méconnaissance de ce type de structure qui peut conduire à des évaluations trop sécuritaires. Pour évaluer au mieux la stabilité de ces ouvrages, il est donc nécessaire de développer des méthodes spécifiques aux ouvrages en maçonnerie.

Si la stabilité n'est pas assurée, il faut alors envisager une réparation ou un renforcement de l'ouvrage. On peut diviser les méthodes de réparation structurale des murs de soutènement (hors fondation) en quatre catégories (Strres, 2016) : reconstruction de tout ou partie de l'ouvrage, injection des maçonneries, renforcement par clouage ou tirants et construction d'un contre-mur. Il est bien sûr nécessaire de choisir la réparation la plus adaptée et de la dimensionner.

Nous nous sommes dans un premier temps intéressés aux murs de soutènement amont, c'est-à-dire ceux protégeant la route. Dans ce cas, l'ouvrage n'est soumis qu'aux seules charges permanentes à savoir le remblai supporté par le mur. Pour ces ouvrages, nous avons développé une méthode d'évaluation structurale par le calcul à la rupture. Pour ce faire, nous nous sommes appuyés sur les travaux réalisés pour le dimensionnement des murs en pierre sèche présentés au chapitre 1. Nous avons également proposé une méthode de dimensionnement de la réparation par clouage, toujours basée sur le calcul à la rupture. Ces travaux ont été réalisés dans le cadre du Master Recherche de Benjamin Terrade, co-encadré avec Denis Garnier de l'ENPC. Pour plus d'informations, se reporter à Terrade (2014) et Terrade *et al.* (2017).

3.3.1 Critère de résistance de la maçonnerie

Comme nous l'avons vu en section 1.2, le calcul à la rupture est basé sur la compatibilité entre l'équilibre quasi statique et les capacités de résistance du matériau. Dans ce cas d'étude, le critère de résistance retenu pour la maçonnerie est basé sur celui proposé par de Buhan et de Felice (1997) et présenté en section 1.3. On conserve le même VER (figure 1.4), mais les joints répondent désormais à un critère de Mohr-Coulomb frottant et cohérent. Nous avons proposé un raffinement par rapport à de Buhan et de Felice (1997) en différenciant les joints horizontaux et verticaux afin d'en mesurer l'influence. Dans les joints horizontaux, respectivement verticaux, on note alors la cohésion C_h et l'angle de frottement φ_h , respectivement C_v et φ_v . La fonction d'appui du domaine de résistance devient :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{D}) = \frac{C_v}{\tan \varphi_v} D_{11} + \frac{C_h}{\tan \varphi_h} D_{22} \quad (3.17)$$

sous les conditions d'existence de la fonction π :

$$-D_{11} \leq 0 \quad (3.18a)$$

$$\tan \varphi_h |D_{11}| \leq 2mD_{22} \quad (3.18b)$$

$$|D_{12} + D_{21}| \leq \tan \varphi_h D_{11} + \frac{1}{\tan \varphi_h} D_{22} \quad (3.18c)$$

On peut ainsi noter que, si la fonction d'appui dépend de φ_v et de φ_h , seul l'angle φ_h apparaît explicitement dans les conditions de pertinence.

L'ensemble G^{hom} peut ainsi être défini comme :

$$G^{\text{hom}} = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} / \underline{\underline{\Sigma}} : \underline{\underline{D}} \leq \pi^{\text{hom}}(\underline{\underline{D}}) \text{ défini par (3.17)} \right\} \quad (3.19)$$

On peut finalement représenter le domaine G^{hom} des contraintes admissibles (figure 3.6) à comparer avec celui de la pierre sèche présenté en figure 1.5 et ici représenté en bleu.

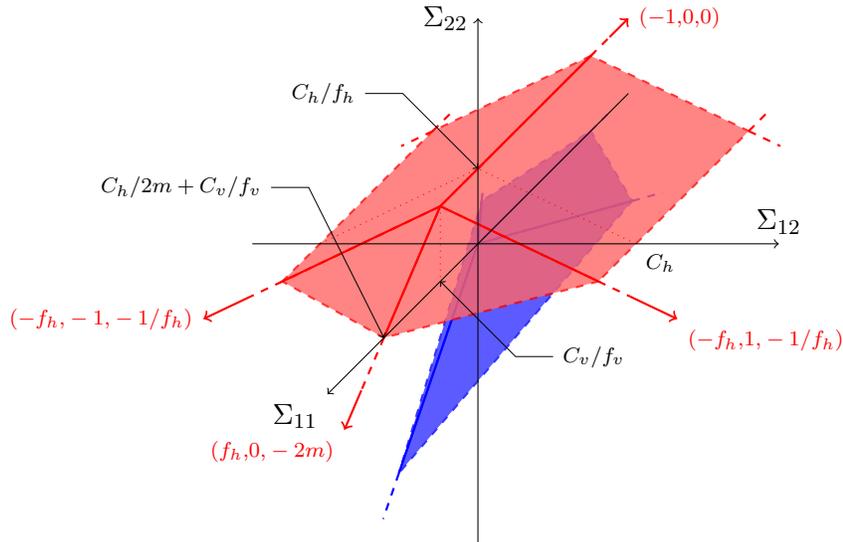


Figure 3.6 – Domaine G^{hom} des contraintes admissibles de la maçonnerie homogénéisée en rouge et domaine de la pierre sèche en bleu.

3.3.2 Évaluation de la stabilité par le calcul à la rupture

L'évaluation de la capacité portante du mur de soutènement est conduite en suivant la même démarche que celle adoptée pour le dimensionnement des murs en pierre sèche, à l'aide du calcul à la rupture. Nous reprenons les données du problème de la section 1.4.1 en ne modifiant que le critère de résistance de la maçonnerie qui devient désormais celui défini par (3.17). Les mécanismes de rupture virtuels seront également repris de la section 1.4.2 et représentés en figure 1.7.

Rupture du mur par translation. La mise en œuvre de l'approche cinématique du calcul à la rupture présuppose le calcul de la puissance des efforts extérieurs et de la puissance résistante maximale.

Ayant conservé la géométrie, le mode de chargement et le mécanisme de rupture virtuel adopté pour la pierre sèche, la puissance des efforts extérieurs reste inchangée par rapport à celle calculée en section 1.4.3 (1.29), soit :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}^e &= \int_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV + \int_{O'ST} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dV \\ \mathcal{P}^e &= p_2^e(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) h_s^2 + p_1^e(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) h_s + p_0^e(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s)\end{aligned}$$

Seule la puissance résistante maximale change puisque désormais les fonctions d'appui sont non nulles, soit :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}^{rm} &= \int_{OO'} \pi(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) \, dS + \int_{O'T} \pi(\underline{n}_s, \llbracket \underline{v}_s \rrbracket) \, dS + \int_{O'S} \pi(\underline{n}, \underline{\Delta v}) \, dS \\ \mathcal{P}^{rm} &= p_1^{rm}(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) h_s + p_0^{rm}(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s)\end{aligned}\tag{3.20}$$

On applique à nouveau l'approche cinématique du calcul à la rupture en reportant les expressions de \mathcal{P}^e (1.29) et \mathcal{P}^{rm} (3.20) dans l'inégalité (1.28) :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}^e &\leq \mathcal{P}^{rm} \\ p_2^e h_s^2 + p_1^e h_s + p_0^e &\leq p_1^{rm} h_s + p_0^{rm}\end{aligned}\tag{3.21}$$

La hauteur critique h_s^{g0} est donnée par la plus grande racine du polynôme du second degré $\mathcal{P}^{rm} - \mathcal{P}^e$. On minimise finalement h_s^{g0} sur les paramètres cinématiques respectant les conditions de pertinence (3.18), (1.22b) et (1.23). On trouve en particulier :

$$\Psi^{\text{opt}} = \alpha \tag{3.22a}$$

$$\psi^{\text{opt}} = \varphi_h \tag{3.22b}$$

$$\psi_s^{\text{opt}} = \frac{\pi}{2} - \varphi_s - \Psi_s + \lambda_2 + \alpha \tag{3.22c}$$

$$\left(\frac{\chi}{\chi_s} \right)^{\text{opt}} = \frac{\cos(\psi_s - \delta - \lambda_2 - \alpha)}{\cos(\psi_s + \delta + \lambda_2 + \alpha)} \tag{3.22d}$$

En reportant ces champs optimaux (3.22) dans la hauteur critique h_s^{g0} , on détermine alors la hauteur de remblai optimale h_s^g entraînant la rupture du mur par glissement :

$$h_s^g = \min_{\Psi_s} h_s^{g0}(\underline{\chi}^{\text{opt}}, \Psi^{\text{opt}}, \underline{\chi}_s^{\text{opt}}, \Psi_s) \tag{3.23}$$

Rupture du mur par rotation. On met à nouveau en application l'approche cinématique du calcul à la rupture pour cette seconde famille de mécanismes.

La puissance des efforts extérieurs reste inchangée par rapport à celle du mur en pierre sèche et s'exprime toujours comme un polynôme de degré 3 :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}^e &= \int_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV + \int_{O'ST} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dV \\ \mathcal{P}^e &= p_3^e(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s^3 + p_2^e(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s^2 \\ &\quad + p_1^e(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s + p_0^e(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s)\end{aligned}$$

Seule la puissance résistante maximale change ; elle est désormais non nulle :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}^{rm} &= \int_{OO'} \pi(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) dS + \int_{O'TS} \pi(\underline{d}_s) dV + \int_{O'T} \pi(\underline{n}_s, \llbracket \underline{v}_s \rrbracket) dS + \int_{O'S} \pi(\underline{n}, \underline{\Delta v}) dS \\ \mathcal{P}^{rm} &= p_2^{rm}(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s^2 + p_1^{rm}(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s + p_0^{rm}(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s)\end{aligned}\quad (3.24)$$

On applique alors l'approche cinématique du calcul à la rupture en reportant les expressions de \mathcal{P}^e (1.36) et \mathcal{P}^{rm} (3.24) dans l'inégalité (1.28) :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}^e &\leq \mathcal{P}^{rm} \\ p_2^e h_s^2 + p_1^e h_s + p_0^e &\leq p_2^{rm} h_s^2 + p_1^{rm} h_s + p_0^{rm}\end{aligned}\quad (3.25)$$

La hauteur critique h_s^{r0} est donnée par la plus grande racine du polynôme du troisième degré $\mathcal{P}^{rm} - \mathcal{P}^e$. On calcule ainsi la hauteur critique h_s^{r0} par la méthode de Cardan que l'on minimise ensuite sur tous les champs de vitesse virtuels envisagés. On trouve ainsi :

$$\Psi^{\text{opt}} = \delta + \lambda_2 + \alpha \quad (3.26a)$$

$$\psi_s^{\text{opt}} = \varphi_s \quad (3.26b)$$

$$\left(\frac{\omega}{\omega_s}\right)^{\text{opt}} = \frac{\sin \Psi_s \sin(\Psi_s + \psi_s + \delta)}{\cos \delta} \quad (3.26c)$$

En reportant ces champs optimaux (3.26) dans l'expression de la hauteur critique h_s^{r0} , on détermine alors la hauteur de remblai optimale h_s^r entraînant la rupture du mur par rotation autour de son pied :

$$h_s^r = h_s^{r0}(\omega^{\text{opt}}, \Psi^{\text{opt}}, \omega_s^{\text{opt}}, \psi_s^{\text{opt}}, \Psi_s^{\text{opt}}) \quad (3.27)$$

Détermination de la charge extrême. L'approche par l'extérieur du calcul à la rupture infère alors que la hauteur extrême de remblai h_s^+ est donnée par le minimum sur tous les champs de vitesse virtuels cinématiquement admissibles, soit dans notre cas à partir des valeurs critiques en translation (3.23) et en rotation (3.27) :

$$h_s^+ = \min\{h_s^g, h_s^r\} \quad (3.28)$$

Le calcul à la rupture nous a à nouveau permis d'établir une expression semi-analytique, simple et rigoureuse, de la hauteur de remblai au-delà de laquelle la ruine est assurée.

3.3.3 Dimensionnement d'une solution de réparation par clouage

Nous nous sommes également intéressés aux réparations structurales, nécessaires dans le cas où l'évaluation présentée précédemment montre que la stabilité de la structure n'est pas assurée. Nous avons vu que l'on pouvait diviser les réparations structurales en quatre catégories : reconstruction de tout ou partie de l'ouvrage, injection des maçonneries, renforcement par clouage ou tirants et construction d'un contre-mur. Les deux premières opérations de même que la dernière peuvent facilement être simulées par le modèle de calcul à la rupture en modifiant les propriétés mécaniques ou géométriques pour tenir compte de la réparation. Seul le clouage, par l'ajout d'un élément non pris en compte dans le modèle précédent, nécessite un développement supplémentaire, que nous présentons ici.

Données du problème. Pour proposer un dimensionnement d’une réparation par clouage, nous avons repris le modèle d’évaluation structurale présenté en section 3.3.2 auquel nous avons ajouté le renforcement par clouage. Le clou est représenté comme un élément 1D traversant le mur et le remblai. Nous conservons la modélisation en déformation plane et supposons que les clous sont disposés à espacement constant e dans la longueur du mur. La géométrie et le mode de chargement restent inchangés, car on considère que le clou ne contribue qu’à la résistance du système. Deux modes de rupture peuvent alors survenir :

- en traction, lorsque la limite de résistance T_R du clou est atteinte ;
- par arrachement d’une partie L_a du clou, lorsque la limite de résistance T_L est atteinte.

On peut définir les fonctions d’appui du domaine de résistance du clou comme :

$$\pi(\underline{d}_c) = \frac{T_R}{e} \underline{t}_c \cdot \underline{d}_c \cdot \underline{t}_c \quad (3.29a)$$

$$\pi(\underline{t}_c, \llbracket v_c \rrbracket) = \frac{T_R}{e} \llbracket v_c \rrbracket \cdot \underline{t}_c \quad (3.29b)$$

$$\pi(\underline{t}_c, \llbracket v_c \rrbracket) = \frac{T_L}{e} \llbracket v_c \rrbracket \cdot \underline{t}_c \quad (3.29c)$$

où v_c est la vitesse du clou, \underline{d}_c le taux de déformation correspondant et \underline{t}_c le vecteur indiquant la direction du clou. Les deux premières expressions traduisent la rupture en traction du clou – plastification sur toute sa longueur (3.29a) et rupture ponctuelle (3.29b), tandis que la seconde couvre l’arrachement du clou sur toute sa longueur.

Détermination de la charge extrême. Les calculs sont les mêmes que ceux développés en section 3.3.2 auxquels il faut ajouter un terme à l’expression de la puissance résistante maximale pour prendre en compte l’influence du clou :

$$\mathcal{P}_{\text{clou}}^{rm} = \int_{\text{clou}} \frac{T_L}{e} |(v_c - v_s) \cdot \underline{t}_c| dl + \int_{\text{clou}} \frac{T_R}{e} \underline{t}_c \cdot \underline{d}_c \cdot \underline{t}_c dl + \frac{T_R}{e} \llbracket v_c \rrbracket \cdot \underline{t}_c \quad (3.30)$$

La présence du clou apporte donc un terme positif supplémentaire à la puissance résistante maximale, augmentant ainsi la résistance du mur de soutènement. Une étude paramétrique plus approfondie nous montre en particulier que le gain de résistance conféré par le clou est plus important si celui-ci est positionné en partie haute du mur. Ce résultat suppose bien sûr que le mur ne souffre pas de faiblesses localisées mais d’une dégradation générale et homogène. Nous avons également constaté que l’inclinaison du clou n’avait qu’une faible influence sur la stabilité du mur, ce qui nous conduit à prescrire une inclinaison facilitant les conditions de mise en œuvre, pour garantir la qualité du clouage. Enfin, nous avons constaté que, selon les caractéristiques géométriques et mécaniques du mur et de son remblai, il existe une longueur de clou optimale au-delà de laquelle celui-ci n’apporte pas de surcroît de résistance.

3.3.4 Modélisation physique

Une nouvelle campagne de modélisation physique a été entreprise pour compléter les données expérimentales obtenues pour la maçonnerie sèche et mesurer l’influence du mortier et du clouage.

Présentation des essais. Le principe du modèle physique est comparable à celui décrit en section 1.5 : des murs maquettes de 40 cm de hauteur sont remblayés jusqu’à la rupture. Le sol de remblai est constitué des mêmes rouleaux de Schneebeli de 6 cm de longueur et de diamètres variant de 3 à 5 mm, tandis que le mur est composé de blocs de béton, de même longueur que les

rouleaux et de section 2×1 cm. L'angle de frottement des blocs de béton a été mesuré à la boîte de Casagrande à $\varphi = 30^\circ$ et le poids volumique du mur ainsi constitué à $\gamma = 18,6$ kN/m³.

Pour la maçonnerie hourdée, les joints sont réalisés avec un mortier de terre de Ouaco (Nouvelle-Calédonie), de cohésion $C_s = 5$ kPa et d'angle de frottement $\varphi_s = 27,5^\circ$. Le poids volumique du mur hourdé a été mesuré à $\gamma = 17,1$ kN/m³. On peut constater que le poids volumique du mur hourdé est légèrement inférieur à celui du mur en pierre sèche : cela s'explique par le fait que, malgré les efforts réalisés pour mettre en œuvre des joints les plus minces possibles, ceux-ci présentaient une épaisseur non négligeable qui a entraîné cette différence de poids.

Pour le renforcement, les clous sont réalisés avec une feuille de papier rigide, traversant le mur et le sol. Il est fixé au mur par une tête d'ancrage couvrant quatre lits de pierre au-dessus et au-dessous du clou. Pour des raisons de simplicité, le clou est placé horizontalement mais différentes hauteurs d'ancrage ont été testées.

Des murs autoporteurs sont construits sur une fondation du même béton que celui des blocs. Dans le cas des murs hourdés, un temps de séchage de 24 h est réservé à la prise du mortier. Les murs sont ensuite remblayés jusqu'à la rupture par couches de 1 cm d'épaisseur, sur une longueur de 50 cm, de sorte que le remblai puisse être considéré comme semi-infini. La hauteur de remblai est mesurée à chaque couche mise en place. De plus, un dispositif inédit de mesure de champs de vitesse a été mis en place pour cette campagne. Tous les essais sont filmés et les données ainsi enregistrées sont exploitées grâce à une méthode de corrélation d'images.

Une quarantaine d'essais ont été réalisés, avec différentes configurations de géométrie, de hourdage et de clouage.

Comparaison des charges maximales des modèles physique et théorique. L'application du modèle à ces essais permet de comparer la hauteur maximale de remblai obtenue expérimentalement à celle calculée par le modèle (figure 3.7). On représente sur le même graphique les résultats obtenus pour les essais présentés en section 1.5. On remarque ainsi que le modèle permet de prédire l'angle de rupture du barrage avec une erreur inférieure à 10 % pour la majorité des murs et inférieure à 20 % en général. Les résultats se trouvent en majorité au-dessus de la première bissectrice, ce qui est cohérent avec l'approche « par l'extérieur » retenue. Les résultats qui se trouvent en-dessous sont ceux des murs cloués, pour lesquels il nous a été difficile d'estimer la résistance à l'arrachement à utiliser dans le modèle.

Concernant le hourdage, on remarque que l'ajout d'un mortier apporte un gain de résistance de 14 % s'il est réalisé sur les joints verticaux et horizontaux et de 8 % sur les joints horizontaux seuls. Le modèle prédit bien cet apport, avec une erreur de 3 % sur les murs totalement jointoyés et de 6 % sur les murs partiellement jointoyés.

La modélisation physique montre que le renforcement par clouage augmente de 13 % la résistance des murs et ce, quelle que soit la hauteur à laquelle le clou est placée. Le modèle par le calcul à la rupture donne des résultats assez proches de l'expérience mais il présente une dépendance à la hauteur de clou. L'erreur est d'autant plus importante que le clou est placé bas dans le mur.

Comparaison des champs de vitesse des modèles physique et théorique. Le recours à la corrélation d'images permet d'aller plus loin dans l'analyse des résultats en comparant également les cinématiques de rupture du modèle théorique et du modèle physique. Cette technique consiste à calculer le déplacement d'un ensemble de pixels entre deux images sur un laps de temps donné et d'en déduire son champ de vitesse. L'analyse présentée ici a été réalisée grâce au logiciel JPIV de Vennemann.

Pour le mur, nous n'avons observé que des ruptures en rotation. Pour les murs à joints secs, la rupture s'opère le long d'une ligne interne faisant un angle $\Psi = 46^\circ$ avec l'horizontale (figure 3.8a).

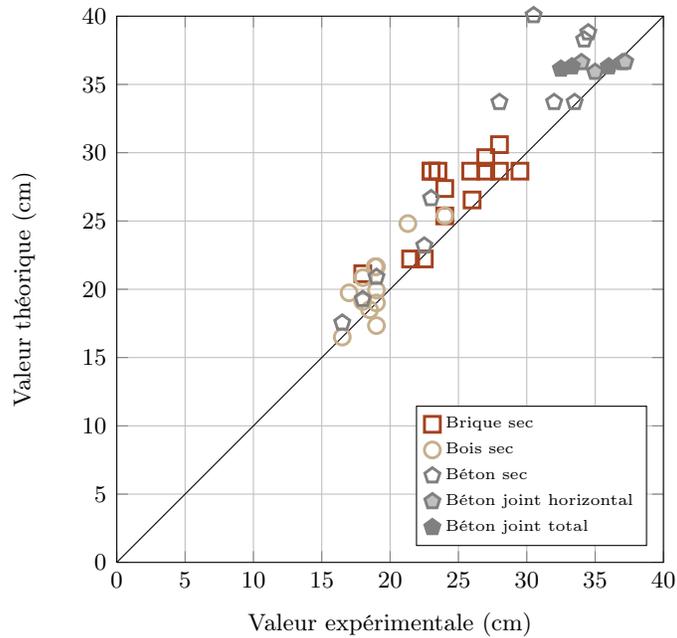


Figure 3.7 – Représentation des hauteurs de chargement maximales théoriques en fonction des hauteurs expérimentales.

Cet angle est plus élevé que celui prédit par le modèle ($\Psi = 22^\circ$) et semble imposé par l'élançement des blocs $m = 2$. Les murs totalement hourdés ne présentent pas de rupture interne et entrent entièrement en rotation autour de leur pied (figure 3.8b), alors que les murs partiellement hourdés présentent une rupture interne estimée à $\Psi = 17^\circ$. Dans le cas du renforcement par clouage, les déplacements enregistrés par le mur avant leur basculement sont très importants (figure 3.8c). Le calcul à la rupture ne permet pas de prédire ces deux phénomènes, même si la charge maximale théorique présente une bonne correspondance avec celle observée expérimentalement.

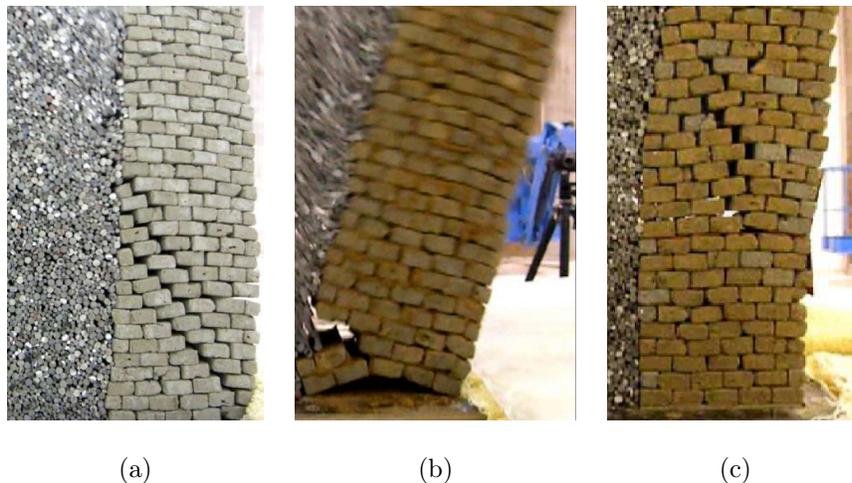


Figure 3.8 – Mode de rupture pour le mur à joints secs (a), hourdé (b) et renforcé par clouage (c).

La technique de corrélation d'images nous permet d'explorer pour la première fois les champs de vitesse dans le sol. Dans le cas des murs seuls, nous avons ainsi pu constater que le champ de

vitesse expérimental correspondait à un cisaillement du sol à partir d'une ligne de rupture interne faisant un angle $\Psi_s = 46^\circ$ avec le parement interne du mur (figure 3.9a). Nous retrouvons donc le champ que nous avons choisi *a priori* dans le modèle et qui donnait les meilleurs résultats. L'angle interne théorique vaut $\Psi_s = 41^\circ$, très proche de celui observé expérimentalement. Lors du renforcement par clouage, la rupture dans le sol se produit le long d'une ligne de rupture brisée où l'on peut distinguer une première inclinaison ($\Psi_s = 72^\circ$) sous le clou puis une seconde où on retrouve la valeur sans clouage ($\Psi_s = 46^\circ$). Ce type de champ n'a pas été exploré dans le modèle et peut expliquer que celui-ci ne rende pas compte de l'indépendance de la résistance du mur à la hauteur du clouage. La mesure de champs de vitesse a ainsi permis d'identifier des mécanismes que nous n'avions pas envisagés et que nous prévoyons d'intégrer à nos calculs à l'avenir.

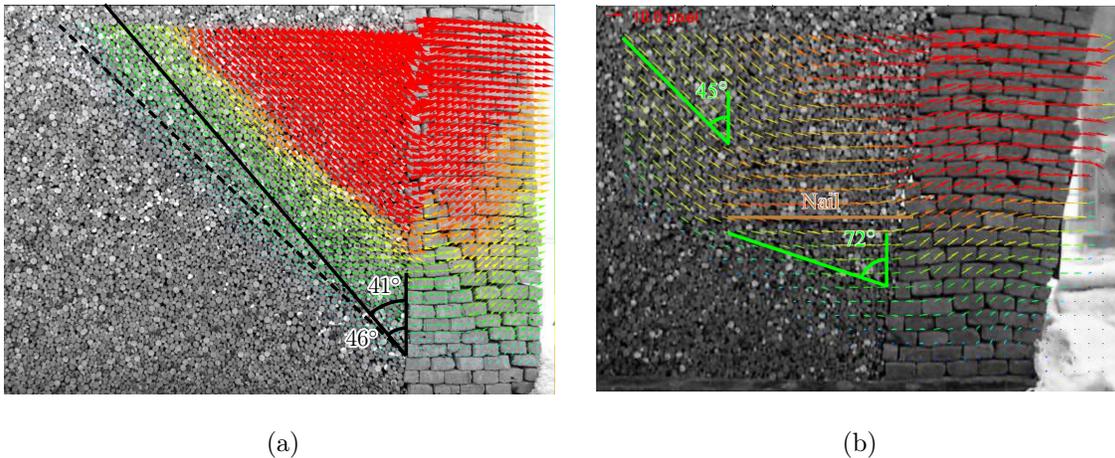


Figure 3.9 – champs de vitesse dans le sol de Schneebeli pour le mur à joints secs sans (a) et avec (b) renforcement par clouage.

3.3.5 Application à l'évaluation structurale sous charges permanentes

L'extension du modèle présenté au chapitre 1 au cas des murs de soutènement en maçonnerie hourdée nous a permis de proposer une méthode de calcul pour ce type de structure.

Compte tenu de la complexité inhérente à ce type d'essais, il n'a pas été possible d'entreprendre une campagne expérimentale à l'échelle 1 pour valider le modèle. Néanmoins, la comparaison avec des modèles physiques (sous-section 3.3.4) ainsi que la validation sur des essais à l'échelle 1 dans le cas de la pierre sèche (section 1.7) ont démontré le bon comportement du modèle.

Le modèle trouve son application dans le dimensionnement des structures neuves, comme illustré au chapitre 1, mais également dans l'évaluation structurale des ouvrages existants qui nous intéresse dans ce chapitre. Il peut également être adapté pour dimensionner des solutions de réparation ou de renforcement. Il pourrait à ce titre être intégré à un logiciel de calcul des murs de soutènement à destination des gestionnaires et des bureaux d'études, leur permettant un premier calcul rapide et rigoureux de leurs ouvrages, notamment ceux identifiés comme critiques par l'évaluation visuelle. Ce modèle peut ainsi trouver sa place dans la stratégie de gestion des maîtres d'ouvrages.

Le domaine d'application du modèle demeure toutefois limité aux géométries et chargements simples : hypothèse des déformations planes, parements droits, charges volumiques... Pour rendre compte de la complexité de la réalité, il s'avère nécessaire de passer à un modèle en trois dimensions ; c'est l'objet des sections suivantes.

3.4 Évaluation structurale sous charges d'exploitation des murs de soutènement

Cette section vient en complément de la section précédente puisque nous nous intéressons cette fois-ci aux murs de soutènement aval, c'est-à-dire ceux qui supportent la route. Dans ce cas, le problème ne peut plus être traité en déformation plane puisque les charges roulantes engendrent des efforts et des déplacements dans les trois directions. Il devient donc nécessaire de proposer un modèle 3D.

Nous présentons ici un modèle s'appuyant de nouveau sur le cadre théorique du calcul à la rupture pour proposer un outil d'évaluation structurale 3D des murs de soutènement en maçonnerie, sous l'effet des charges permanentes et des charges routières. Ce travail a été initié dans le cadre de la thèse de Hong Hanh Le (2013), encadrée par Jean-Claude Morel de l'ENTPE et Denis Garnier de l'ENPC, puis complété dans la thèse de Benjamin Terrade (2017), co-encadré avec Patrick de Buhan et Denis Garnier de l'ENPC et Jean-Claude Morel, désormais à l'Université de Coventry (Royaume-Uni).

3.4.1 Critère de résistance 3D de la maçonnerie

Pour mener une analyse tri-dimensionnelle de la structure, nous avons développé un critère de résistance 3D de la maçonnerie, que nous présentons succinctement ici ; pour plus d'informations, se reporter à Le *et al.* (2016).

L'appareillage retenu présente un croisement des joints dans les trois directions ; il est donné figure 3.10a. Le volume élémentaire représentatif est un prisme dont la base est un losange. Il implique treize blocs répartis sur trois lits de maçonnerie.

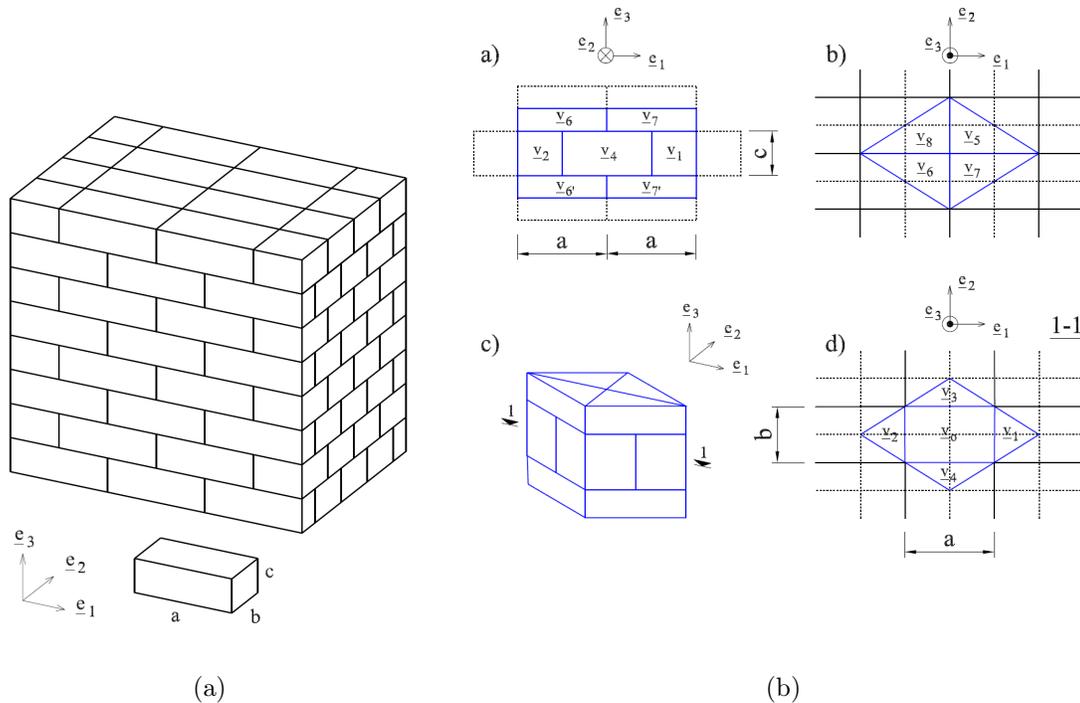


Figure 3.10 – Appareillage et VER de la maçonnerie en 3D.

On conserve les hypothèses de résistance infinie pour les blocs et de loi de Mohr-Coulomb

pour les joints retenues en 2D. On choisit de définir notre domaine de résistance par l'approche cinématique. Pour ce faire, on impose des champs de vitesse de corps rigide aux douze blocs périphériques et une vitesse nulle au bloc central, de sorte que :

$$\underline{v}_0 = \underline{0} \quad (3.31a)$$

$$\underline{v}_2 = -\underline{v}_1 = -\underline{\alpha} \quad (3.31b)$$

$$\underline{v}_4 = \underline{v}_3 = -\underline{\beta} \quad (3.31c)$$

$$\underline{v}_{5'} = -\underline{v}_6 = -\underline{\varepsilon} + \frac{1}{2}(\underline{\alpha} + \underline{\beta}) \quad (3.31d)$$

$$\underline{v}_{6'} = -\underline{v}_5 = -\underline{\varepsilon} - \frac{1}{2}(\underline{\alpha} + \underline{\beta}) \quad (3.31e)$$

$$\underline{v}_{7'} = -\underline{v}_8 = -\underline{\varepsilon} + \frac{1}{2}(\underline{\alpha} - \underline{\beta}) \quad (3.31f)$$

$$\underline{v}_{8'} = -\underline{v}_7 = -\underline{\varepsilon} - \frac{1}{2}(\underline{\alpha} - \underline{\beta}) \quad (3.31g)$$

La définition de ces mécanismes nous permet de calculer la puissance maximale dissipable par la maçonnerie homogénéisée à partir de la fonction d'appui des joints :

$$\pi^{\text{hom}} = \int_{\mathcal{M}} \pi(\underline{d}) dV + \int_{\mathcal{J}} \pi(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) dS \quad (3.32)$$

On écrit finalement cette puissance dans le taux de déformation macroscopique \underline{D} :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{D}) = \frac{C}{\tan \varphi} \text{tr}(\underline{D}) \quad (3.33)$$

sous les conditions de pertinence :

$$\underline{\alpha} \cdot \underline{e}_1 \geq |\underline{\alpha}| \sin \varphi \quad (3.34a)$$

$$\underline{\beta} \cdot \underline{e}_2 \geq |\underline{\beta}| \sin \varphi \quad (3.34b)$$

$$\left(\underline{\varepsilon} + \frac{1}{2}(\underline{\alpha} + \underline{\beta})\right) \cdot \underline{e}_3 \geq \left|\underline{\varepsilon} + \frac{1}{2}(\underline{\alpha} + \underline{\beta})\right| \sin \varphi \quad (3.34c)$$

$$\left(\underline{\varepsilon} - \frac{1}{2}(\underline{\alpha} + \underline{\beta})\right) \cdot \underline{e}_3 \geq \left|\underline{\varepsilon} - \frac{1}{2}(\underline{\alpha} + \underline{\beta})\right| \sin \varphi \quad (3.34d)$$

$$\left(\underline{\varepsilon} + \frac{1}{2}(\underline{\alpha} - \underline{\beta})\right) \cdot \underline{e}_3 \geq \left|\underline{\varepsilon} + \frac{1}{2}(\underline{\alpha} - \underline{\beta})\right| \sin \varphi \quad (3.34e)$$

$$\left(\underline{\varepsilon} - \frac{1}{2}(\underline{\alpha} - \underline{\beta})\right) \cdot \underline{e}_3 \geq \left|\underline{\varepsilon} - \frac{1}{2}(\underline{\alpha} - \underline{\beta})\right| \sin \varphi \quad (3.34f)$$

On peut remarquer qu'en se plaçant en déformation plane par rapport au plan $(\underline{e}_2, \underline{e}_3)$, on obtient la même expression que celle présentée en (3.17) et on retrouve le domaine de résistance de la figure 3.6 dans le repère $(\Sigma_{22}, \Sigma_{33}, \Sigma_{23})$.

3.4.2 Évaluation de la stabilité par le calcul à la rupture

Données du problème. On s'intéresse désormais à l'évaluation de la capacité portante d'un mur de soutènement en maçonnerie sous charges d'exploitation. Pour ce faire, on modélise les charges de trafic par une charge ponctuelle exercée sur une plaque reposant sur le remblai.

Compte tenu de la complexification du problème due au passage en trois dimensions, nous avons simplifié la géométrie du problème étudié : nous avons ainsi supprimé le fruit amont du

mur f_2 , l'inclinaison α des lits de maçonnerie et l'inclinaison β du remblai des caractéristiques paramétrables. Ils seront tous les trois pris nuls dans la suite du problème. Nous avons également choisi de ne traiter que le cas du mur en pierre sèche retenant un remblai pulvérulent ($C = C_s = 0$ kPa). Enfin, la charge maximale ne sera plus paramétrée par la hauteur du remblai h_s , fixée à $h_s = h$, mais par la charge ponctuelle F au-dessus du remblai. Celle-ci nous amène à introduire trois nouveaux paramètres : la position de la charge ponctuelle, ainsi que la longueur et la largeur de la plaque sur laquelle la force ponctuelle s'exerce.

Pour notre système *mur de soutènement aval* (figure 3.11), nous retenons donc les paramètres suivants :

géométrie : définie pour chaque élément du système :

- pour le mur, hauteur h , largeur en tête l et fruit aval f_1 ;
- pour la charge ponctuelle, distance d à la tête du mur, longueur L_p et largeur $2B_p$ de la plaque.

chargement : poids propre des matériaux constitutifs, pour le mur $\underline{\gamma}$ et pour le sol $\underline{\gamma}_s$:

$$\underline{\gamma} = -\gamma \underline{e}_3 \quad (3.35)$$

$$\underline{\gamma}_s = -\gamma_s \underline{e}_3 \quad (3.36)$$

et force ponctuelle \underline{F} :

$$\underline{F} = -F \underline{e}_3 \quad (3.37)$$

capacité de résistance : définie pour chaque matériau constituant le système :

- pour le mur, le critère homogénéisé défini précédemment (3.33 et 3.34) ;
- pour le sol, un critère de Mohr-Coulomb d'angle de frottement φ_s (Salençon, 1983) :

$$\pi(\underline{d}_s) = 0 \quad \text{si } \text{tr } \underline{d}_s \geq (|d_{s1}| + |d_{s2}| + |d_{s3}|) \sin \varphi_s \quad (3.38a)$$

$$\pi(\underline{n}_s, \llbracket \underline{v}_s \rrbracket) = 0 \quad \text{si } \llbracket \underline{v}_s \rrbracket \cdot \underline{n}_s \geq |\llbracket \underline{v}_s \rrbracket| \sin \varphi_s \quad (3.38b)$$

- pour l'interface sol-mur, une interface de Mohr-Coulomb d'angle de frottement δ (Salençon, 1983) :

$$\pi(\underline{n}, \underline{\Delta v}) = 0 \quad \text{si } \underline{\Delta v} \cdot \underline{n}_\delta \geq |\underline{\Delta v} \cdot \underline{t}_\delta| \tan \delta \quad (3.39)$$

où $\underline{\Delta v} = \underline{v} - \underline{v}_s$ est la discontinuité de vitesse, \underline{n}_δ la normale et \underline{t}_δ la tangente à l'interface.

Choix des mécanismes de rupture virtuels. Le travail en 3D rend difficile l'exploration de champs de vitesse. Aussi avons-nous choisi de ne retenir qu'une seule famille de mécanismes de corps rigide : la rupture par translation d'un élément de sol ($KRJJ'R'K'$) et d'un élément de mur ($JRSTJ'R'S'T'$), les éléments de sol et de mur restants demeurant immobiles (figures 3.11 et 3.12).

L'élément de mur ($JRSTJ'R'S'T'$) est ainsi délimité en bas par la surface horizontale ($JJ'T'T'$) et sur les côtés par les quadrilatères ($JRST$) et ($J'R'S'T'$). La zone de rupture est paramétrée par sa hauteur ηH , avec $\eta \in [0,1]$, et l'angle ξ , respectivement χ , que font les surfaces ($JRST$) et ($J'R'S'T'$), avec \underline{e}_1 , respectivement \underline{e}_3 . Il se déplace à la vitesse \underline{v} :

$$\underline{v} = v \cos \theta \underline{e}_1 + v \sin \theta \underline{e}_3 \quad (3.40)$$

L'élément de sol est délimité par le plan ($KJJ'K'$) qui forme un angle Ψ_s avec \underline{e}_1 , de sorte que :

$$\tan \Psi_s = \frac{\eta H}{d^*} \quad (3.41)$$

où d^* est la distance entre (KK') et (RR') . On note finalement ξ_s l'angle que forment les surfaces $(K RJ)$ et $(K'R'J')$ avec \underline{e}_1 . Cet élément de sol se déplace à la vitesse \underline{v}_s :

$$\underline{v}_s = v_s \cos(\psi_s - \varphi_s) \underline{e}_1 - v_s \sin(\psi_s - \varphi_s) \underline{e}_3 \quad (3.42)$$

Détermination de la charge ponctuelle critique. L'approche cinématique du calcul à la rupture nous impose toujours l'inégalité (1.28) :

$$\mathcal{P}^e \leq \mathcal{P}^{rm}$$

La puissance des efforts extérieurs \mathcal{P}^e se décompose en trois éléments, la puissance dans le mur, dans le sol et celle due à la force ponctuelle F , de sorte que :

$$\mathcal{P}^e = \mathcal{P}_m^e + \mathcal{P}_s^e + \mathcal{P}_F^e \quad (3.43)$$

La puissance dans le mur \mathcal{P}_m^e est due au seul poids propre du mur et calculée à partir de (3.35) et (3.40) :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_m^e &= \int_{JRSTJ'R'S'T'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV \\ \mathcal{P}_m^e &= -\gamma v \eta H \sin \theta \left[\lambda(l + \eta H f_1) + \tan \xi (l^2 + l \eta H f_1 + \frac{(\eta H)^2}{3} f_1^2) + \eta H \tan \chi (l + \frac{\eta H}{3} f_1) \right] \end{aligned} \quad (3.44)$$

La puissance dans le sol \mathcal{P}_s^e est due au seul poids propre du sol et calculée à partir de (3.36) et (3.42) :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_s^e &= \int_{K R J J' R' K'} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dV \\ \mathcal{P}_s^e &= \frac{\gamma_s v_s d^* \eta H}{3} \sin(\psi_s - \varphi_s) \left(\lambda + 2B_p + \eta H \tan \chi \right) \end{aligned} \quad (3.45)$$

Enfin, la puissance de la force ponctuelle \mathcal{P}_F^e est calculée à partir de (3.37) et (3.42) :

$$\mathcal{P}_F^e = \underline{F} \cdot \underline{v}_F = F v_s \sin(\psi_s - \varphi_s) \quad (3.46)$$

Pour un mur en pierre sèche retenant un remblai pulvérulent, les fonctions d'appui de la maçonnerie, du sol et de l'interface sont nulles, on a donc :

$$\mathcal{P}^{rm} = \mathcal{P}_m^{rm} + \mathcal{P}_s^{rm} + \mathcal{P}_\delta^{rm} = 0 \quad (3.47)$$

On met alors en œuvre l'approche cinématique du calcul à la rupture en posant l'inégalité (1.28) :

$$\mathcal{P}^e \leq \mathcal{P}^{rm} \quad (3.48)$$

$$\mathcal{P}_m^e + \mathcal{P}_s^e + F v_s \sin(\psi_s - \varphi_s) \leq 0$$

On peut ainsi écrire la force ponctuelle critique F^0 comme :

$$F^0 = - \frac{\mathcal{P}_m^e + \mathcal{P}_s^e}{v_s \sin(\psi_s - \varphi_s)} = f(\eta, d^*, \chi, \xi, \lambda, \theta) \quad (3.49)$$

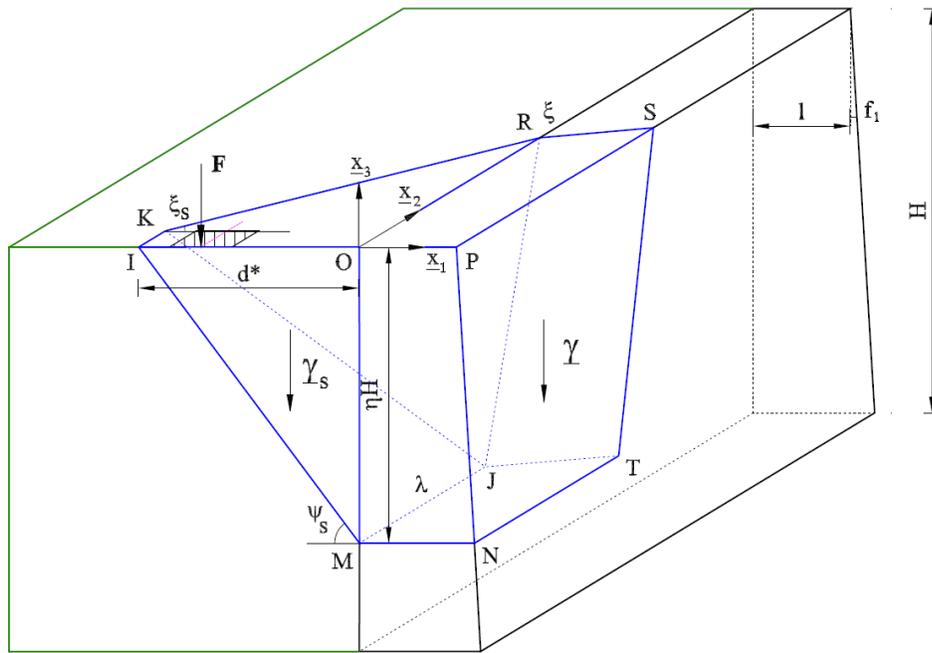


Figure 3.11 – Analyse par le calcul à la rupture d'un mur de soutènement en pierre sèche soumis à une charge ponctuelle : géométrie, chargement et champs de vitesse vus en coupe.

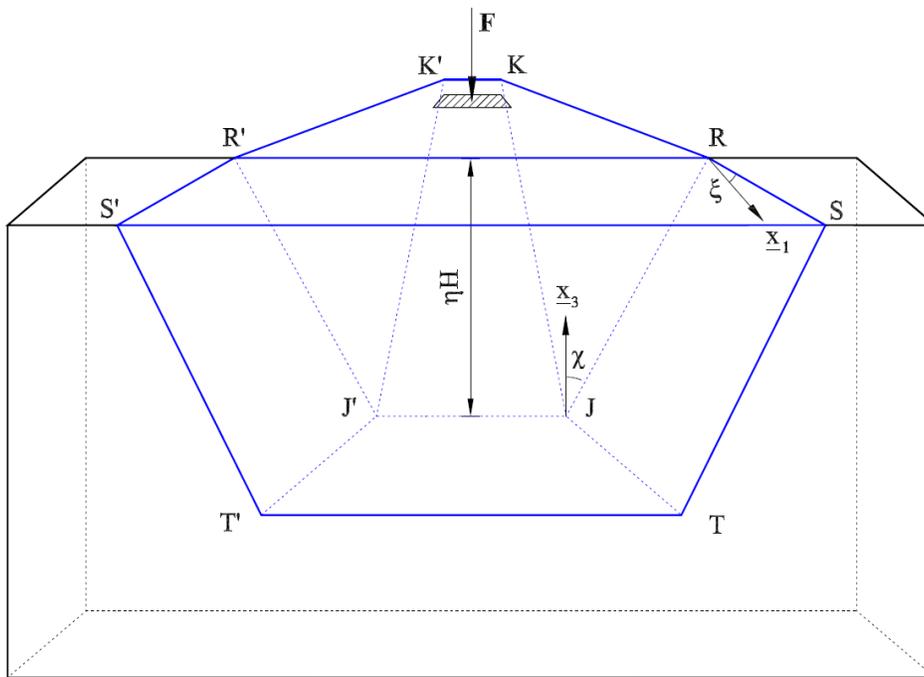


Figure 3.12 – Analyse par le calcul à la rupture d'un mur de soutènement en pierre sèche soumis à une charge ponctuelle : géométrie, chargement et champs de vitesse vus de face.

On minimise finalement F^0 sur les paramètres cinématiques respectant les conditions de pertinence (3.34), (3.38b) et (3.39) pour trouver les champs de vitesse optimaux. On trouve en particulier :

$$\varphi \leq \frac{\pi}{4} \quad (3.50a)$$

$$\theta \geq \max\{\arctan \frac{a}{2c}; \varphi\} \quad (3.50b)$$

$$\chi = \xi \quad (3.50c)$$

$$\tan \xi \geq \frac{\tan \varphi}{\sqrt{1 - \tan^2 \varphi}} \quad (3.50d)$$

$$\frac{\cos(\psi_s - \varphi_s) \tan \xi_s - \sin(\psi_s - \varphi_s) \tan \chi}{\sqrt{1 + \tan^2 \xi_s + \tan^2 \chi}} \geq \sin \varphi_s \quad (3.50e)$$

$$\frac{v}{v_s} \geq \frac{\cos(\psi_s - 2\varphi_s)}{\cos(\theta + \varphi_s)} \quad (3.50f)$$

Ces champs optimaux (3.50), rapportés dans F^0 (3.49), fournissent le plus petit majorant de la force entraînant la ruine de la structure pour cette famille de mécanismes :

$$F^+ = \min_{\eta, d^*, \chi, \xi, \lambda, \theta} f(\eta, d^*, \chi, \xi, \lambda, \theta) \quad (3.51)$$

Le calcul à la rupture nous permet d'établir une expression semi-analytique de la force ponctuelle au-delà de laquelle la ruine du mur de soutènement est assurée.

3.4.3 Modélisation physique

Présentation des essais. Pour tester le modèle 3D, nous avons décidé de réaliser une nouvelle campagne de modélisation physique sur des maquettes se conformant aux hypothèses du modèle. Les maquettes sont ainsi constituées d'un mur de soutènement en maçonnerie et de son remblai, chargés par une force ponctuelle appliquée sur une plaque (figure 3.13). Le problème étant symétrique par rapport au plan vertical traversant la plaque, nous avons choisi de ne représenter qu'une demi-structure, ce qui permet d'une part de réduire la taille du modèle physique et d'autre part d'observer les déplacements du mur et du sol au droit du plan de symétrie.

Les murs sont construits à partir de briquettes industrielles de 3,3 cm de long, 1,6 cm de large et 1,1 cm d'épaisseur, assemblées à sec selon l'appareillage retenu dans le modèle (figure 3.10a). Le mur est ensuite remblayé sur toute sa hauteur par du sable d'Hostun HN 31. Les maquettes construites pour l'expérience mesurent environ 1 m de longueur, 70 cm de largeur et 30 cm de hauteur. Elles sont ainsi constituées d'environ 4 000 briques et 200 kg de sable.

L'essai consiste en un chargement de la maquette jusqu'à la rupture. Ce chargement est exercé par un vérin appliqué sur une plaque rigide déposée à la surface du remblai. L'instrumentation mise en place permet de mesurer la force appliquée par le vérin et l'enfoncement de la plaque dans le remblai. Des caméras ont été placées au-dessus du remblai, face au mur et au niveau du plan de symétrie pour réaliser une analyse par corrélation d'images permettant de déterminer les champs de vitesse expérimentaux.

Nous avons étudié dix configurations physiques ou géométriques différentes, en ne faisant varier qu'un paramètre à la fois, selon un plan d'expérience en étoile. Nous avons ainsi testé l'influence de :

- la hauteur du mur h ;
- la largeur du mur l ;



Figure 3.13 – Campagne d’essais sur modèles physiques de murs de soutènement en 3D.

- la densité du sol γ_s ;
- la distance de charge ponctuelle à la tête du mur d ;
- la largeur de la plaque $2B_p$.

Chacune de ces configurations a été testée trois fois au minimum, pour garantir la répétabilité de l’essai (tableau 3.2). Au total, 37 essais ont été réalisés pour cette campagne.

Tableau 3.2 – Plan d’expérience de la campagne 3D à échelle réduite.

Série	Mur		Sable	Fondation		Nombre d’essais
	Hauteur (cm)	Largeur (cm)	γ_s (kN/m ³)	Distance d (cm)	Taille (cm)	
0	26,1	10,1	13,3	5	10 × 10	7
1	26,1	10,1	13,3	2	10 × 10	4
2	26,1	10,1	13,3	8	10 × 10	5
3	26,1	10,1	13,3	5	13 × 13	3
4	26,1	10,1	13,3	5	16 × 16	3
5	26,1	8,3	13,3	5	10 × 10	3
6	26,1	11,2	13,3	5	10 × 10	3
7	21,6	10,1	13,3	5	10 × 10	3
8	30,6	10,1	13,3	5	10 × 10	3
9	26,1	10,1	14,5	5	10 × 10	3

Résultats expérimentaux. Nous détaillons ici les résultats d’un essai de la configuration centrale de notre plan d’expérience, pour illustrer les résultats obtenus. Dans ce cas d’étude,

le système mur-remblai adopte un comportement non-linéaire très rapidement pour atteindre finalement un palier plastique (figure 3.14). La rupture intervient pour une charge ponctuelle $F = 202 \text{ N}$, correspondant à un enfoncement de la plaque de 53 mm. Au droit du plan de symétrie, on observe une rupture interne comparable à celle obtenue dans les essais en déformation plane (figure 3.15), différant ainsi du mécanisme imposé par le modèle 3D. L'angle de rupture interne du mur est estimé à 63° . L'analyse d'images tend à prouver que la section centrale du mur se déplace en rotation autour de son pied. Les champs de vitesse identifiés dans le sol mettent en évidence un mécanisme de poinçonnement sous la plaque, puis une translation sur la bande de sol située entre la plaque et le mur (figure 3.15).

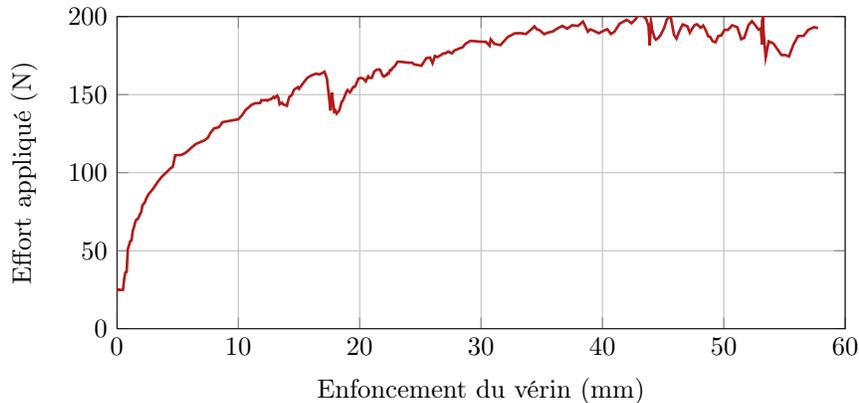


Figure 3.14 – Campagne d’essais sur modèles physiques de murs de soutènement en 3D : courbe effort-enfoncement du mur 5.

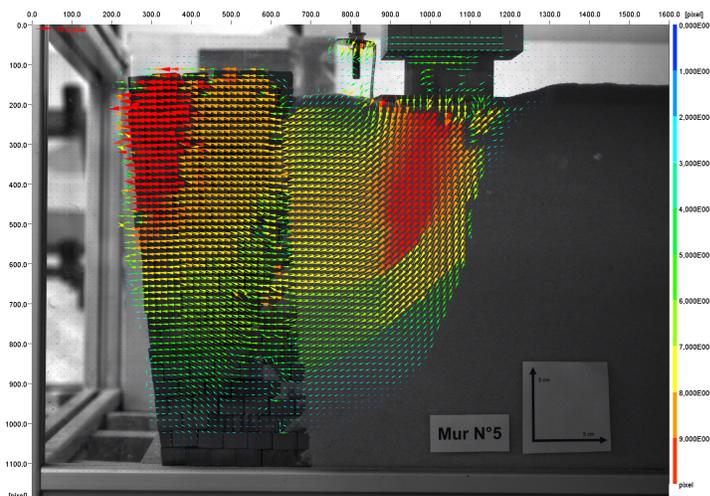


Figure 3.15 – Analyse d’images des modèles physiques 3D : rupture dans le mur et dans le sol au droit du plan de symétrie.

Nous avons finalement comparé l’ensemble dix configurations étudiées entre elles. Si les résultats qualitatifs sont prévisibles (augmentation de la stabilité avec l’éloignement et l’augmentation de la surface de la plaque), l’analyse paramétrique fournit avant tout une indication sur les paramètres qui ont la plus grande influence sur la stabilité de la structure. On représente ainsi

l'évolution de la charge extrême F en fonction de la distance d de la plaque au mur, de l'aire $S_p = 2B_p L_p$ de la plaque et de l'élançement H/l du mur (figure 3.16). On montre ainsi que c'est la surface de la plaque qui a le plus grand impact ici. On remarque également que l'évolution de la charge extrême en fonction de ces trois paramètres peut être considérée comme linéaire en première approximation. Notons enfin que la répétabilité obtenue est satisfaisante pour l'ensemble des configurations testées, avec des écarts compris entre 3 et 19 %.

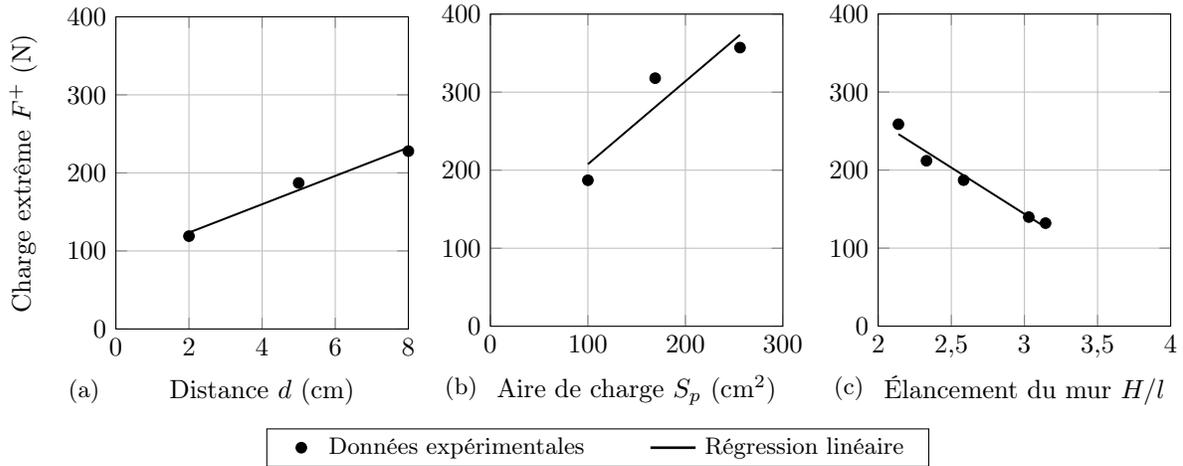


Figure 3.16 – Influence des paramètres testés sur la surcharge maximale supportable : distance de la charge au mur (a), aire de charge (b) et élançement du mur (c).

Si on compare les charges expérimentales à celles prédites par le calcul à la rupture, on constate que le modèle 3D surestime fortement la charge extrême supportable par le mur de soutènement. Une analyse plus approfondie nous montre que c'est la contrainte sur l'angle d'inclinaison θ de la vitesse de translation du mur (3.50) qui est la cause principale de cette surestimation, soit :

$$\theta = \max\left\{\arctan \frac{a}{2c}; \varphi\right\} = 36^\circ \quad (3.52)$$

On étudie l'évolution de la charge extrême théorique en fonction de θ dans la configuration de base. On constate que la valeur théorique rejoint la valeur expérimentale pour $\theta = 21^\circ$, ce qui revient à imposer $\varphi \leq 21^\circ$ et $a/c \leq 0,77$, soit un bloc plus haut qu'épais.

En généralisant cette analyse à l'ensemble des configurations étudiées, on constate que le modèle permet bien de prendre en compte l'influence des différents paramètres, tant qualitativement que quantitativement, bien que les écarts avec les valeurs expérimentales restent toujours élevées.

Cette campagne sur modèles physiques nous montre ainsi que le modèle 3D surestime la charge extrême supportable par la structure et nous permet d'identifier les pistes d'amélioration. Nous avons vu que le principal facteur limitant du modèle est l'angle d'inclinaison de la vitesse de translation du mur θ . Compte tenu des observations faites à partir de l'analyse d'images, une perspective intéressante serait de proposer un mode de rupture en rotation du mur le long d'une ligne de rupture interne. Un tel mécanisme lèverait la contrainte sur l'angle θ . Toutefois, sa mise en œuvre est freinée par la complexité des calculs en trois dimensions. Nous verrons au chapitre 3.5 que le passage à une version numérique du calcul à la rupture peut ouvrir de nouvelles perspectives pour résoudre ce problème.

3.4.4 Expérimentation à l'échelle 1

Présentation des essais. Nous avons finalement entrepris une série d'essais à l'échelle 1. Malgré les difficultés rencontrées par le modèle sur les essais à l'échelle réduite, nous avons considéré qu'il était important de disposer d'éléments de comparaison sur des murs réels pour progresser dans la connaissance de ces ouvrages. Nous présentons ici deux campagnes d'essais successives.

La première campagne a été entreprise dans le cadre de la thèse de Le (2013) à Saint-Saturnin-lès-Apt (Vaucluse). Cette campagne était la première de ce type en France à notre connaissance ; elle est à rapprocher des essais menés au Royaume-Uni par l'Université de Bath dans le cadre de la thèse de Mundell (2009). Deux murs (notés L1c et L2c) de 2,3 m de hauteur ont été construits en calcaire maçonné à sec, puis remblayés avec le même gravier roulé de Bellegarde que celui utilisé pour les essais en déformation plane (cf. section 1.6). Comme nous nous intéressons cette fois-ci au comportement 3D des murs, ils doivent être suffisamment longs pour se prémunir des effets de bords : nous avons choisi *a priori* une longueur de 10 m. Les murs de soutènement ont ensuite été soumis à une charge ponctuelle appliquée à l'aide du pelle mécanique sur une plaque rigide reposant à la surface du remblai à différentes distances du mur (figure 3.17a). Notons que ce système de chargement s'est avéré très difficile à contrôler : il n'a pas toujours été possible d'appliquer un chargement progressif et vertical. À chaque essai, le chargement a été conduit en plusieurs étapes, faisant varier la distance de la plaque à la tête du mur. La force appliquée par la pelle mécanique a été mesurée par un capteur de force placé entre la pelle et la plaque rigide. Deux capteurs de déplacement ont permis de mesurer les déplacements verticaux et transversaux (perpendiculaires au parement du mur) de la plaque. Les déplacements du parement vu du mur ont été enregistrés conjointement par des capteurs à câbles et un système de repérage laser. Les caractéristiques de l'essai sont données dans le tableau 3.3.



(a)



(b)

Figure 3.17 – Campagne expérimentale 3D sur murs en pierre sèche à l'échelle 1 de Le (2013) (a) et Terrade (2017) (b).

Le seconde a été réalisée pour la thèse de Terrade (2017). Elle a été conçue en se basant sur l'expérience accumulée lors des essais de Le (2013). Pour pérenniser notre activité expérimentale, une plate-forme d'essai a été aménagée sur le site de l'École de la pierre sèche à Ventalon-en-Cévennes (Lozère) dans le cadre du projet Laubamac du contrat plan interrégional du Massif Central. Un seul essai, noté T3c, a été réalisé à ce jour. Le dispositif de l'essai est très proche de celui de Le. Toutefois, devant les difficultés rencontrées avec le chargement ponctuel par la pelle mécanique, nous avons décidé d'appliquer la force ponctuelle au moyen d'un vérin relié à un

portique rigide ancré dans la plate-forme d'essais (figure 3.17b). Le vérin peut être déplacé dans le plan perpendiculaire au mur au droit de la section centrale : trois distances de chargement ont ainsi été testées. La force appliquée par le vérin est toujours mesurée par un capteur de force, mais seuls les déplacements verticaux ont été enregistrés, les déplacements transversaux étant contrôlés par des mesures ponctuelles. Les déplacements du parement vu du mur ont été enregistrés conjointement par des capteurs à câbles et un système de caméras vidéos. Les caractéristiques de l'essai sont données dans le tableau 3.3.

Les caractéristiques des murs expérimentaux des deux campagnes sont rassemblées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 – Bilan de la campagne expérimentale 3D sur murs de soutènement en pierre sèche.

	Mur L1c	Mur L2c	Mur T1c
Hauteur du mur h (m)	2,30	2,30	1,70
Longueur du mur L (m)	10,55	10,55	10,55
Largeur en tête du mur l (m)	0,55	0,52	0,5
Fruit aval du mur f_1 (%)	6	6	0
Poids propre du mur γ (kN/m ³)	20,3	20,3	21,3
Poids propre du sol γ_s (kN/m ³)	14,9	15,4	15,6
Angle de frottement des blocs φ (°)	36,0	36,0	36,0
Angle de frottement du sol φ_s (°)	37,7	37,7	37,7
Angle de frottement à l'interface δ (°)	37,7	37,7	37,7
Largeur de la plaque $2B_p$ (m)	0,6	0,6	0,6
Longueur de la plaque L_p (m)	0,6	0,6	0,6
Distance de la plaque d (m)	0,5	0,5	0,6/0,3
Charge extrême F^+ (kN)	55	63	48/38

Résultats expérimentaux. Nous allons détailler les résultats expérimentaux de l'essai T1c réalisé dans le cadre de la thèse de Terrade (2017), pour illustrer les résultats obtenus. Nous avons représenté l'évolution de la force ponctuelle appliquée en fonction du déplacement vertical de la plaque (figure 3.18) à chaque étape de l'essai. Lors de la première étape (plaque à 60 cm du parement amont du mur), on constate que la force F augmente rapidement jusqu'à atteindre un palier plastique. La rupture intervient pour $F = 48$ kN, correspondant à un enfoncement de la plaque de 76 mm. Un comportement similaire est observé pour l'étape 3 (plaque à 30 cm du parement amont du mur), même si l'essai a été réalisé sur un mur déformé par les deux étapes précédentes. La charge maximale enregistrée est alors de $F = 38$ kN pour un enfoncement de 55 mm. L'étape 2 a été réalisée à 1,70 m de la tête de mur. L'essai de chargement semble tendre vers un palier plastique mais l'essai a malheureusement été arrêté trop tôt pour pouvoir conclure définitivement. La valeur maximale enregistrée pour cette étape est de $F = 125$ kN pour un enfoncement de 88 mm. Même si les dimensions du massif de sol ne sont pas suffisamment importantes pour pouvoir le considérer comme infini et que la valeur maximale enregistrée est sans doute légèrement inférieure à la valeur maximale, cet essai nous donne un ordre de grandeur de la capacité portante du remblai seul.

Les capteurs de déplacements disposés sur le parement du mur ainsi que les enregistrements vidéos permettent d'évaluer les déplacements du mur dans les trois directions au cours du chargement. La figure 3.19 représente l'évolution du profil de la section centrale du mur ainsi que celle de deux coupes horizontales 1,15 et 1,47 m du sol. Nous avons constaté dans un premier temps que les déplacements enregistrés lors de l'opération de remblaiement sont très faibles, bien que

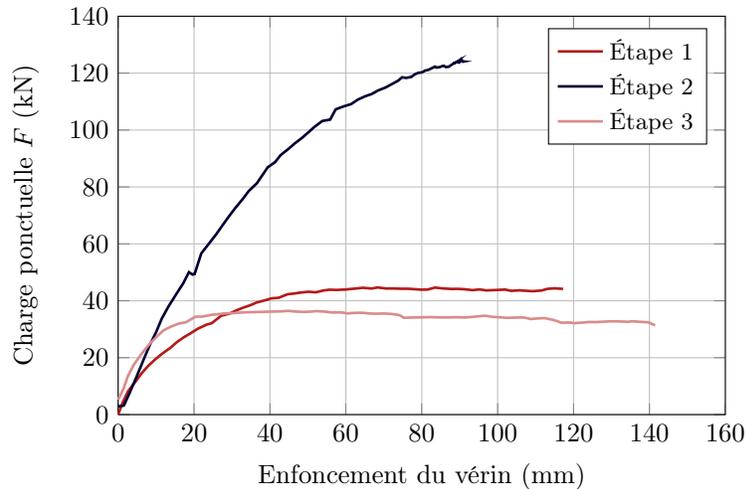


Figure 3.18 – Évolution de la force ponctuelle appliquée en fonction du déplacement vertical de la plaque.

mesurables. Le mur se déplace au maximum de 3 mm au cours de cette opération. On peut donc considérer que le mur se trouve dans sa géométrie initiale au moment de la première étape de chargement. Lors des étapes de chargement par force ponctuelle, on constate que le tiers inférieur du mur subit une déformation plus importante, assimilable à un cisaillement, que la partie supérieure (figure 3.19a). L'ensemble de cette section semble par ailleurs subir une rotation autour de son pied. Les déplacements des coupes horizontales montrent que le mur se comporte bien en trois dimensions (figure 3.19b-c). Les déplacements les plus importants sont enregistrés au centre du mur, puis diminuent à mesure qu'on se rapproche des bords. Le profil n'est pas parfaitement symétrique par rapport au plan vertical traversant la plaque. Cela s'explique par la non-régularité des blocs et la non-périodicité de l'appareillage en pierre sèche.

Ces données sont confirmées par les analyses d'images 2D sur la surface du remblai et le haut du mur et 3D sur le parement du mur (figure 3.20). Nous avons constaté en particulier que l'analyse d'images 3D donne des résultats quantitatifs très proches de ceux enregistrés par les capteurs. Elle complète ainsi les données des capteurs en mesurant ponctuellement les déplacements sur une grande zone de parement et permet de mieux comprendre le comportement du mur lors du chargement.

3.4.5 Application à l'évaluation structurale sous charges d'exploitation

Si les murs de soutènement seuls peuvent être étudiés en déformation plane, nous avons vu qu'il est nécessaire de passer à une analyse tridimensionnelle dès lors qu'interviennent les charges d'exploitation dans le cas d'un mur routier. L'état plan n'est en tout état de cause que très rarement, voire jamais, vérifié et sert principalement à faciliter les calculs et à donner une première approximation. L'analyse tridimensionnelle est donc indispensable pour de nombreux cas d'études. Nous avons proposé ici un premier modèle 3D par le calcul à la rupture d'un mur de soutènement soumis à une charge ponctuelle. Nous avons vu que la prise en compte d'une troisième dimension complexifie grandement la modélisation et nous avons dû concéder un certain nombre d'hypothèses simplificatrices pour mener les calculs jusqu'au bout. Le modèle proposé permet d'exhiber une expression semi-analytique de la charge ponctuelle extrême supportable par

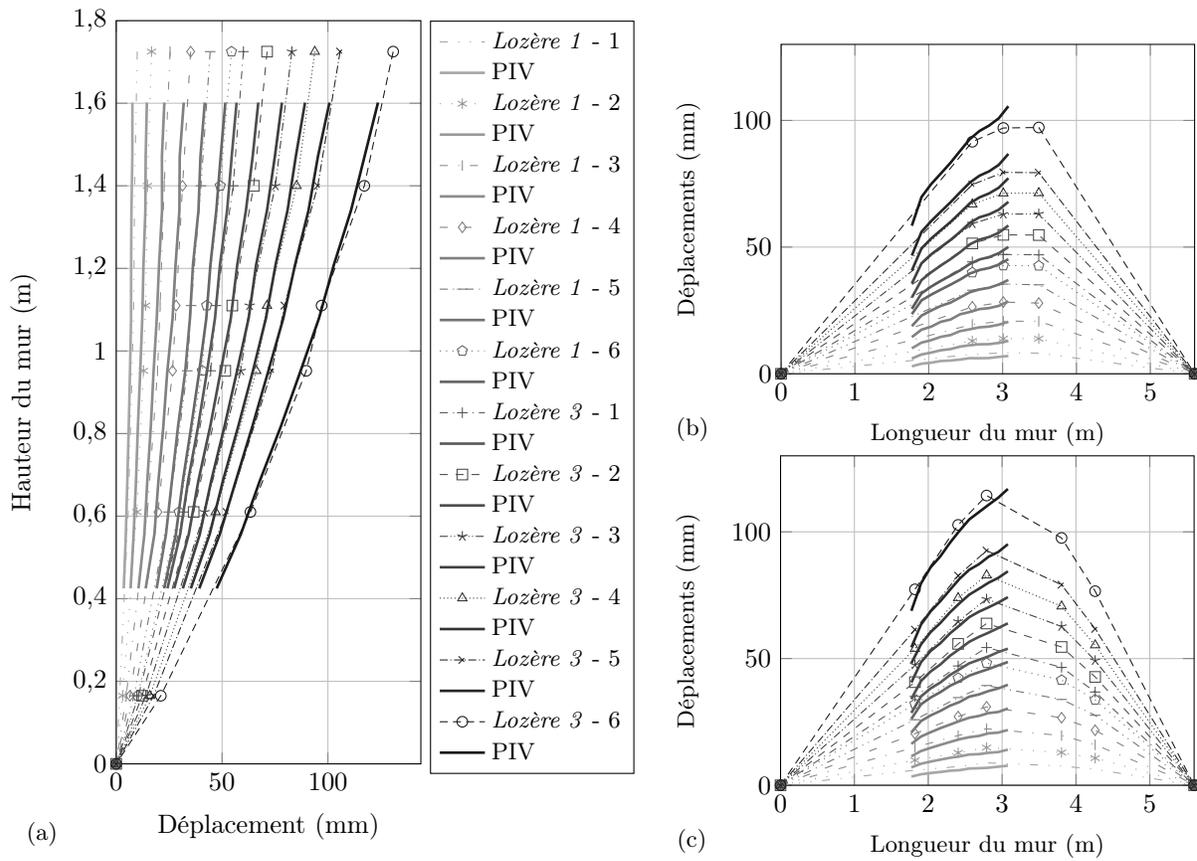


Figure 3.19 – Évolution du profil de la section centrale du mur expérimental (a) et des coupes horizontales à 1,15 m (b) et 1,47 m du sol (c).

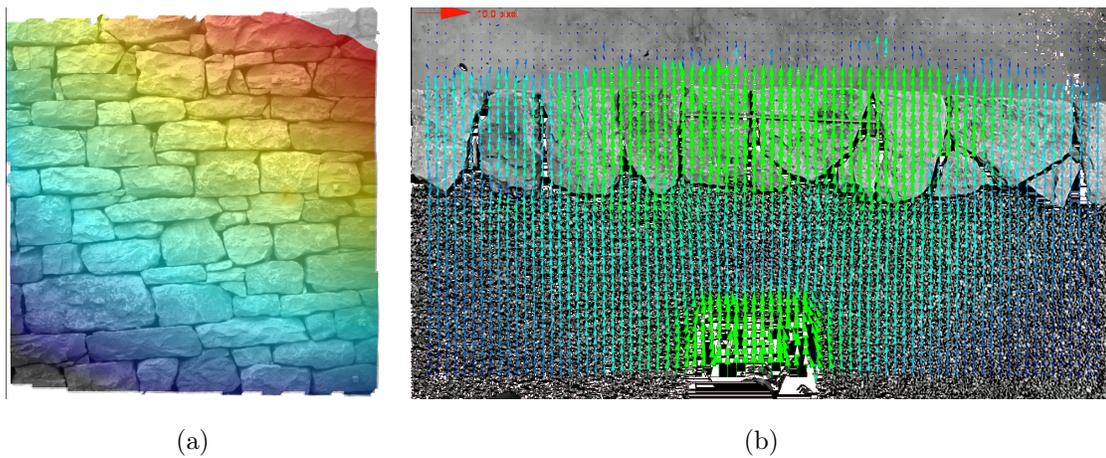


Figure 3.20 – Analyse d’images 3D du parement (a) et 2D de la surface (b) du mur expérimental.

le mur. Pourtant, les comparaisons avec les modèles physiques et *a fortiori* avec les essais échelle 1 ont montré que le modèle surestimait fortement cette charge extrême. Les données expérimentales nous ont permis de voir que, si le mécanisme 3D retenu pouvait correspondre à celui observé, la vitesse de translation imposée dans le modèle ne permettait pas d'en tirer un résultat optimal.

Pour aller plus loin dans notre modèle de calcul à la rupture, il faudrait donc explorer d'autres mécanismes mais la complexité des calculs 3D freinent le développement de nouveaux calculs analytiques. Nous proposons d'ouvrir dans le chapitre suivant une perspective vers la résolution de ce type de problème, grâce à la formulation numérique du calcul à la rupture.

3.5 Vers une modélisation numérique

Devant les difficultés rencontrées par nos modèles analytiques, nous avons décidé de nous orienter vers la formulation numérique des problèmes de calcul à la rupture. Cette approche a été initiée dans les années 70-80 (Lysmer, 1970 ; Pastor, 1983 ; Turgeman, 1983 ; Sloan, 1989). Le développement récent de solveurs performants a favorisé son extension à des problèmes de génie civil de plus en plus complexes (Gueguin, 2014 ; Bleyer, 2015). Dans la lignée de ces travaux, nous avons décidé de transformer les modèles analytiques présentés dans ce chapitre en une version numérique. Ce travail a été réalisé dans le cadre de la thèse de Terrade (2017).

3.5.1 Formulation numérique du calcul à la rupture

Position du problème. Le calcul à la rupture, tel que présenté en section 1.2, peut être vu comme un problème d'optimisation sous contraintes.

Un problème d'optimisation sous contraintes se présente sous la forme générale :

$$\text{optimiser} \quad Cx + c \quad (3.53a)$$

$$\text{sous contraintes} \quad b^- \leq Ax \leq b^+ \quad (3.53b)$$

$$x \in \mathcal{C} \quad (3.53c)$$

L'expression (3.53a) représente la fonction à optimiser, sous contraintes :

- linéaires (3.53b), où A est une matrice regroupant les opérations linéaires sur x et b^+ et b^- les vecteurs encadrant le résultat de ces opérations ;
- quadratiques (3.53c), où \mathcal{C} est un cône quadratique sous la forme :

$$\mathcal{C}_q = \left\{ x \in \mathbb{R}^n : x_1 \geq \sqrt{\sum_{i=2}^n x_i^2} \right\} \quad (3.54)$$

$$\mathcal{C}_r = \left\{ x \in \mathbb{R}^n : 2x_1x_2 \geq \sqrt{\sum_{i=3}^n x_i^2}, x_0 \geq 0, x_1 \geq 0 \right\} \quad (3.55)$$

Pour mettre en œuvre l'approche numérique du calcul à la rupture, on commence par discrétiser le système étudié. Dans cette étude, nous avons choisi de recourir à la méthode des éléments finis. Les éléments finis retenus sont linéaires, mais présentent des discontinuités de vitesse au niveau de chaque arête, pour s'adapter aux spécificités du calcul à la rupture. Le problème de calcul à la rupture doit ensuite être reformulé pour prendre la forme présentée en (3.53). Nous introduisons ici les principes sous-tendant la formulation numérique des approches statique et cinématique.

Approche statique. L'approche statique par l'intérieur du calcul à la rupture consiste à construire des champs de contrainte $\underline{\underline{\sigma}}$ statiquement admissibles et vérifiant les capacités de résistance du matériau.

Le caractère statiquement admissible de $\underline{\underline{\sigma}}$ est assuré par la vérification du principe fondamental de la statique (a) et de la continuité du vecteur contrainte (b) en tout point du domaine, ainsi que des conditions limites en contraintes (c) à la surface, soit :

$$\forall \underline{x} \in \mathcal{V} \quad \underline{\underline{\text{div}}} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) + \underline{\underline{\gamma}} = \underline{\underline{0}} \quad (3.56a)$$

$$\forall \underline{x} \in \mathcal{V} \quad \llbracket \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \rrbracket \cdot \underline{n} = \underline{\underline{0}} \quad (3.56b)$$

$$\forall \underline{x} \in \mathcal{S}_t \quad \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n} = \underline{\underline{T}}_d \quad (3.56c)$$

En adoptant la notation de Voigt, le principe fondamental de la statique (3.56a) dans notre système discrétisé peut s'écrire sous une forme linéaire :

$$\underline{\underline{H}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{\gamma}} = \underline{\underline{0}} \quad (3.57)$$

La continuité du vecteur contrainte (3.56b) à l'intérieur du domaine et les conditions limites en contraintes (3.56c) à la surface peuvent s'écrire quant à elles :

$$\underline{\underline{N}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{T}}^d \quad (3.58)$$

avec $\underline{\underline{T}}^d = \underline{\underline{0}}$ à l'intérieur du domaine et $\underline{\underline{T}}^d = \underline{\underline{T}}_d$ sur la surface.

Par ailleurs, les capacités de résistance du matériau sont vérifiées si :

$$\forall \underline{x} \in \mathcal{V} \quad \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \quad (3.59)$$

Or, la majorité des critères de résistance usuels peuvent s'exprimer sous la forme d'un cône quadratique (Makrodimopoulos, 2010), moyennant quelques manipulations linéaires de réécriture, de sorte que :

$$\underline{\underline{P}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{r}} \quad (3.60a)$$

$$\underline{\underline{r}} \in \mathcal{C} \quad (3.60b)$$

On peut donc ramener la formulation analytique caractérisée par l'équilibre (3.56) et la résistance (3.59) à un problème d'optimisation conique tel que décrit en (3.53). Selon le problème étudié, on peut maximiser sur le chargement volumique :

$$\text{maximiser} \quad \lambda \quad (3.61a)$$

$$\text{sous contraintes} \quad \underline{\underline{H}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} + \lambda \underline{\underline{\gamma}} = \underline{\underline{0}} \quad (3.61b)$$

$$\underline{\underline{N}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{T}}^d \quad (3.61c)$$

$$\underline{\underline{P}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{r}} \quad (3.61d)$$

$$\underline{\underline{r}} \in \mathcal{C} \quad (3.61e)$$

ou sur le chargement surfacique :

$$\text{maximiser} \quad \lambda \quad (3.62a)$$

$$\text{sous contraintes} \quad \underline{\underline{H}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{\gamma}} = \underline{\underline{0}} \quad (3.62b)$$

$$\underline{\underline{N}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \lambda \underline{\underline{T}}^d \quad (3.62c)$$

$$\underline{\underline{P}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{r}} \quad (3.62d)$$

$$\underline{\underline{r}} \in \mathcal{C} \quad (3.62e)$$

Approche cinématique. Dans l'approche cinématique par l'extérieur du calcul à la rupture, l'équilibre est écrit sous sa forme duale :

$$\begin{aligned} \forall \underline{\underline{\sigma}} \text{ s.a. avec } \underline{\underline{Q}} \text{ et } \forall \underline{\underline{v}} \text{ c.a. avec } \underline{\underline{\dot{q}}}, \\ \mathcal{P}^e = \int_{\mathcal{V}} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{\underline{x}}) : \underline{\underline{d}}(\underline{\underline{x}}) \, dV + \int_{\Sigma} (\underline{\underline{\sigma}}(\underline{\underline{x}}) \cdot \underline{\underline{n}}(\underline{\underline{x}})) \cdot \llbracket \underline{\underline{v}}(\underline{\underline{x}}) \rrbracket \, dS \end{aligned} \quad (3.63)$$

La vérification du critère de résistance impose alors :

$$\mathcal{P}^e \leq \mathcal{P}^{rm} = \int_{\mathcal{V}} \pi(\underline{\underline{d}}) \, dV + \int_{\mathcal{S}} \pi(\underline{\underline{n}}, \llbracket \underline{\underline{v}} \rrbracket) \, dS \quad (3.64)$$

où \mathcal{P}^{rm} est appelée puissance résistante maximale et s'exprime à partir des fonctions d'appui π sous couvert de leurs conditions de pertinence.

Dans notre système discrétisé, les conditions de pertinence sur le taux de déformations $\underline{\underline{d}}$ peuvent s'écrire sous la forme :

$$\underline{\underline{d}} = \underline{\underline{B}} \cdot \underline{\underline{v}} \quad (3.65)$$

Les conditions de pertinence sur la discontinuité de vitesse $\llbracket \underline{\underline{v}} \rrbracket$ peut s'écrire sous la forme :

$$\llbracket \underline{\underline{v}} \rrbracket = \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{v}} \quad (3.66)$$

La puissance des efforts extérieurs peut finalement être linéarisée et fixée à 1 pour les besoins de la minimisation soit :

$$\mathcal{P}^e = \underline{\underline{t}}_{\gamma} \cdot \underline{\underline{v}} = 1 \quad (3.67)$$

Pour l'approche numérique, les intégrales de la puissance résistante maximale sont assimilées à des sommes de sorte que :

$$\int_{\mathcal{V}} \pi(\underline{\underline{d}}) \, dV = \sum_{i=1}^N \omega_i \pi(\underline{\underline{d}}_i) \quad \int_{\mathcal{S}} \pi(\underline{\underline{n}}, \llbracket \underline{\underline{v}} \rrbracket) \, dS = \sum_{j=1}^M \omega_j \pi(\underline{\underline{n}}, \llbracket \underline{\underline{v}} \rrbracket_j) \quad (3.68)$$

On peut donc transformer la formulation analytique (3.64) en un problème d'optimisation conique :

$$\text{minimiser} \quad \lambda = \sum_{i=1}^N \omega_i \pi(\underline{\underline{d}}_i) + \sum_{j=1}^M \omega_j \pi(\underline{\underline{n}}, \llbracket \underline{\underline{v}} \rrbracket_j) \quad (3.69a)$$

$$\text{sous contraintes} \quad \underline{\underline{t}}_{\gamma} \cdot \underline{\underline{v}} = 1 \quad (3.69b)$$

$$\underline{\underline{d}} = \underline{\underline{B}} \cdot \underline{\underline{v}} \quad (3.69c)$$

$$\llbracket \underline{\underline{v}} \rrbracket = \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{v}} \quad (3.69d)$$

3.5.2 Application à la maçonnerie en déformation plane

Comme pour les développements analytiques, nous avons opté pour l'approche cinématique par l'extérieur du calcul à la rupture. Partant du formalisme du calcul à la rupture, nous avons transformé l'étude de nos structures en maçonnerie en déformation plane (section 3.3) en problèmes d'optimisation sous contraintes. La discrétisation a été réalisée à l'aide des éléments finis linéaires particuliers présentés en 3.5.1 et la résolution est menée grâce au solveur d'optimisation conique Mosek.

Le modèle numérique a été appliqué aux cas des essais sur modèles physiques en déformation plane (sous-section 3.3.4). On s'intéresse par exemple à la configuration centrale du plan d'expérience, soit un mur de 41 cm de haut et 10 cm de large, remblayé sur une hauteur de 31 cm au moment de sa rupture. Le système mur-remblai est reproduit dans le modèle puis maillé avec les éléments finis décrits ci-dessus. Au total 1 657 éléments triangulaires ont été utilisés, dont la majorité est concentrée autour du mur. L'optimisation est conduite sur le poids propre du sol γ_s . Dans ce cas, on trouve une estimation numérique $\gamma_s = 23,0 \text{ kN/m}^3$ alors que le poids réel du remblai de Schneebeli a été mesuré à $22,5 \text{ kN/m}^3$, soit 2 % d'erreur. Le modèle numérique fournit de plus la cinématique de rupture optimale (figure 3.21). Le mur semble se déplacer en rotation autour de son pied le long d'une ligne de rupture interne, tandis qu'un triangle de sol entre en cisaillement. On retrouve donc les cinématiques expérimentale et surtout analytique, que nous avons choisie *a priori*. Ceci conforte la validation de nos deux approches.

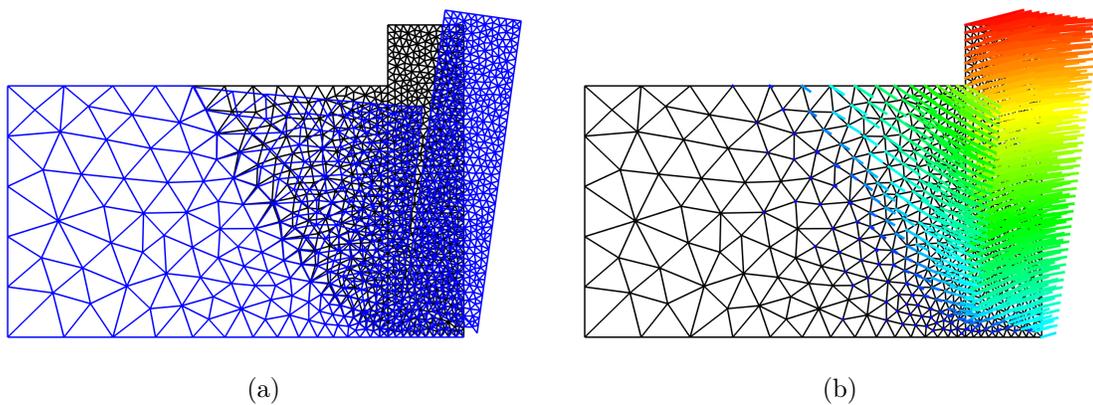


Figure 3.21 – Mécanisme de rupture virtuel fourni par le modèle numérique.

Cette étude est en cours de développement. De nouvelles validations sur les données expérimentales à l'échelle réduite et à l'échelle 1 que nous avons présentées dans ce mémoire vont être réalisées pour valider l'approche numérique en déformation plane. Une première perspective de ce travail réside dans l'étude des déformations excessives observées sur certains murs existants, et plus particulièrement les « ventres ». En effet, le modèle analytique n'a été développé que pour des murs à parements droits et son extension pour des géométries déformées requiert des calculs complexes, notamment pour l'intégration sur des surfaces non rectilignes et la détermination de champs de vitesse pertinents. L'approche numérique du calcul à la rupture nous offre la possibilité de mener des calculs sur des géométries déformées et de fournir une évaluation plus fidèle de la stabilité de ces ouvrages.

3.5.3 Perspectives : application à la maçonnerie en 3D

La formulation numérique présentée dans le cas des déformations planes a ensuite été étendue au cas tridimensionnel. À l'instar de ce que nous avons connu pour le modèle analytique, le passage en trois dimensions s'est révélé particulièrement complexe. Les premières études (Terrade, 2017) ont permis de mettre en place le cadre nécessaire aux calculs : formulation numérique du problème, programmation des critères de résistance en 3D... Néanmoins, les premiers calculs n'ont pas convergé et des études complémentaires seront donc nécessaires pour disposer d'un modèle 3D. Nous envisageons en particulier d'introduire des éléments finis non-linéaires, afin d'offrir plus

de liberté aux champs de vitesse de rupture virtuels.

Le passage à un modèle numérique offre d'importantes perspectives pour les études à venir. Cet outil permet en effet de traiter un plus grand nombre de structures avec des géométries ou des chargements complexes, qui n'étaient pas accessibles par une approche analytique. Il pourrait également être utilisé pour améliorer le modèle analytique, en fournissant les formes de champs de vitesse permettant d'obtenir la charge limite optimale. L'objectif est de pouvoir proposer aux gestionnaires et aux bureaux d'études deux modèles complémentaires selon leur besoin : un modèle analytique pour traiter un parc d'ouvrages en première analyse et un modèle numérique pour traiter les ouvrages complexes, fortement pathologiques ou stratégiques. Nous reviendrons sur ces perspectives en conclusion.

Chapitre 4

Vers de nouveaux ouvrages : une approche holistique de la construction neuve

4.1 Analyses environnementale, économique et sociale : une approche holistique

Les activités humaines exercent une influence croissante sur la biosphère, notamment par le biais des émissions dans l'air, l'eau et la terre mais aussi par l'extraction de ressources fossiles et minérales non renouvelables. Le terme *anthropocène* (Le Hir, 2015) est désormais proposé pour désigner cette nouvelle période de la chronologie géologique caractérisée par une influence déterminante de l'homme sur le système terrestre. Pour contenir cette empreinte, il nous faut agir pour découpler l'évolution de notre technosphère des impacts générés sur le système terrestre.

Partant de ce constat, des recherches ont été lancées pour évaluer les impacts de nos activités sur l'environnement. L'analyse de cycle de vie s'est imposée comme la méthode de référence en matière d'évaluation environnementale. Elle a été initialement développée et formalisée pour des produits ou des services. Son application au domaine du bâtiment et du génie civil en France est assez récente et encore en cours de développement. Les études réalisées jusqu'à présent ont ainsi permis de proposer des données spécifiques aux matériaux de construction (DIOGEN) et d'établir des guides méthodologiques et des outils de mesure (CimBéton, 2010 ; Peuportier, dir.).

La maçonnerie présente un intérêt environnemental évident compte tenu de son mode de construction faisant appel à des ressources et des savoir-faire locaux, mais ce constat se heurte à un manque de données chiffrées. Les travaux sur cette thématique ont commencé avec le projet RGPU *Pedra* et ont été menés en collaboration avec Yannick Tardivel du Cerema ITM et Guillaume Habert et Raphaël Brière au sein de l'Ifsttar. Deux analyses de cycle de vie ont ainsi été réalisées sur la construction d'un pont en maçonnerie en 2011 à Saint-Andéol-de-Clerguemort en Lozère et d'un mur de soutènement en pierre sèche en 2012 à Felletin en Creuse. Nous présenterons dans un premier temps les différents concepts que nous appliquerons ensuite à l'analyse de nos deux cas d'études.

4.1.1 Présentation des concepts

Analyse de cycle de vie (ACV). L'*Analyse de cycle de vie* (ACV) est une méthode multicritères qui permet d'évaluer les impacts environnementaux d'un produit ou d'un service sur

l'ensemble de son cycle de vie. C'est une méthode normalisée dont les principes sont décrits dans les normes NF EN ISO 14040 et NF EN ISO 14044 ainsi que dans la norme NF EN 15804 dans le domaine du génie civil. On décompose ainsi une ACV en quatre étapes (figure 4.1) :

- définition des objectifs et du champ d'étude ;
- inventaire du cycle de vie ;
- évaluation des impacts ;
- interprétation.

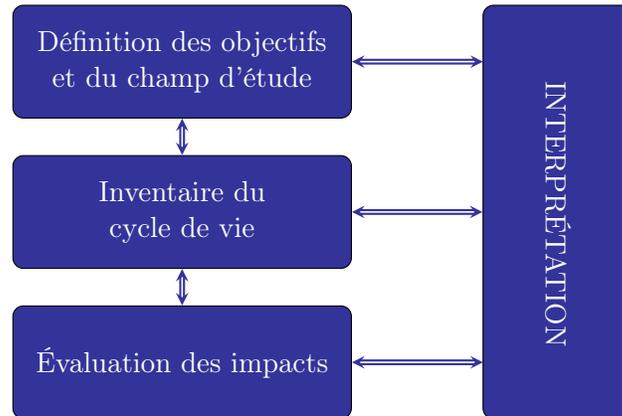


Figure 4.1 – Schéma de principe de l'analyse de cycle de vie (NF EN ISO 14040).

Dans nos études, l'évaluation des impacts a été réalisée grâce à la méthode CML 2001 (Center of Environmental Science of Leiden University) développée par l'université de Leiden au Pays-Bas (Frischknecht *et al.*, 2007). Cette méthode regroupe dix catégories d'impact de référence :

Épuisement des ressources* : diminution des réserves minérales et fossiles, d'origine non renouvelable, exprimée en kg Sb équivalent.

Acidification* : dégradation de l'environnement par pluies acides sur les sols ou dans les cours d'eau, provoquant une diminution du pH des milieux, exprimée en kg SO₂ équivalent.

Eutrophisation* : pollution d'écosystèmes aquatiques due à un surplus de nutriments assimilables par les algues, exprimée en kg PO₄²⁻ équivalent.

Réchauffement climatique* : évaluation de l'effet de serre, cause du réchauffement climatique, comptabilisant l'ensemble des gaz contribuant au phénomène (CO₂, CH₄, N₂O...), exprimé en kg CO₂ équivalent.

Destruction de la couche d'ozone* : émission de composés chloro-fluorés organiques présents dans les systèmes de climatisation ou dans les aérosols, entraînant des réactions destructives des molécules d'ozone et la pénétration accrue des UVB et UVC, exprimée en kg CFC-11 équivalent.

Toxicité humaine : substances toxiques pour l'homme, exprimée en kg 1,4-DB équivalent.

Écotoxicité de l'eau douce : substances toxiques pour l'écosystème d'eau douce, exprimée en kg 1,4-DB équivalent.

Écotoxicité de l'eau de mer : substances toxiques pour l'écosystème d'eau de mer, exprimée en kg 1,4-DB équivalent.

Écotoxicité terrestre : substances toxiques pour l'écosystème terrestre, exprimée en kg 1,4-DB équivalent.

Oxydation photochimique* : production excessive d’ozone au niveau de la couche d’ozone troposphérique, due à la présence d’oxydes d’azotes et d’hydrocarbure, ayant des effets néfastes sur l’homme et la biosphère, exprimée en kg C₂H₄ équivalent.

Dans cette liste, nous avons indiqué par le symbole * les indicateurs figurant également dans la norme NF EN 15804.

Analyse des coûts de cycle de vie (ACCV). L’Analyse des coûts de cycle de vie (ACCV) d’une structure consiste à chiffrer tous les coûts associés à l’ouvrage pendant sa durée en service, depuis sa construction jusqu’à sa démolition. Cette méthode est décrite dans la norme ISO 15686-5.

En considérant l’ensemble de la vie de l’ouvrage, les coûts associés vont intervenir à différentes années, de la construction à la fin de vie de l’ouvrage. Pour le calcul, on choisit une date de référence qui est, en général, la date de livraison de l’ouvrage. On appelle alors *actualisation* l’opération mathématique qui permet de ramener les coûts différés à leur équivalent à la date de référence. Nous avons choisi d’appliquer la méthode dite de la *valeur actuelle nette* qui consiste à appliquer un *taux d’actualisation* annuel t aux différents coûts en fonction de l’année à laquelle ils surviennent. Ce taux traduit en quelque sorte la valeur du temps pour l’investisseur, un taux élevé étant synonyme de valorisation forte du présent au détriment du futur.

Le coût global de l’ouvrage C_{total} sur une durée de vie de T années s’exprime alors comme :

$$C_{\text{total}} = \sum_{t=0}^T \frac{C_t}{(1+r)^t} \quad (4.1)$$

où C_t est le coût des opérations de l’année t . C_0 correspond ainsi au coût de construction et C_T au coût de déconstruction de l’ouvrage.

Le coût global est donc fortement dépendant du taux d’actualisation r choisi. La norme suggère d’appliquer un taux d’actualisation compris entre 0 et 4 %.

Analyse de cycle de vie sociale (ACVs). L’Analyse de cycle de vie sociale (ACVs) est une méthode qui permet d’évaluer les impacts sociaux et socio-économiques, positifs ou négatifs, réels ou potentiels, générés par un produit ou un service sur l’ensemble de son cycle de vie sur les différents groupes d’acteurs impliqués. Le projet de norme PR NF EN 15643-5 – *Contribution des ouvrages de construction au développement durable* dresse une liste d’indicateurs qui peuvent entrer en jeu dans cette analyse dans le domaine de la construction. Nous ne prétendons pas réaliser ici une analyse de cycle de vie sociale mais nous proposerons quelques pistes de réflexion sur le sujet à partir d’un de nos cas d’études.

Économie circulaire et loi de transition énergétique. Si la fin de vie est une étape de l’analyse du cycle de vie, ses spécificités et sa mise en avant dans le cadre de la loi relative à la transition énergétique pour la croissance verte (TECV) nous ont amenés à lui consacrer une partie dédiée. En effet, cette loi modifie le code de l’environnement en introduisant les principes de l’économie circulaire. L’article L. 110-1-1 précise en particulier que :

« La transition vers une économie circulaire vise à dépasser le modèle économique linéaire consistant à extraire, fabriquer, consommer et jeter en appelant à une consommation sobre et responsable des ressources naturelles et des matières premières primaires ainsi que, par ordre de priorité, à la prévention de la production de déchets,

notamment par le réemploi des produits, et, suivant la hiérarchie des modes de traitement des déchets, à une réutilisation, à un recyclage ou, à défaut, à une valorisation des déchets.

La promotion de l'écologie industrielle et territoriale et de la conception écologique des produits, l'utilisation de matériaux issus de ressources naturelles renouvelables gérées durablement et issus du recyclage, la commande publique durable [...] la coopération entre acteurs économiques à l'échelle territoriale pertinente dans le respect du principe de proximité [...] contribuent à cette nouvelle prospérité. »

Ce texte met en avant l'importance de la prévention et de la gestion des déchets, enjeu particulièrement prégnant dans le secteur de la construction qui contribue à lui seul à plus de 70 % des déchets générés en France, avec une production de 247 millions de tonnes en 2012 (Ademe, 2016). Dans ce contexte, il apparaît primordial de s'intéresser à la valorisation des déchets de construction pour diminuer la part de mise en décharge, tout en évitant de puiser inutilement dans des ressources de matières premières pour fabriquer de nouveaux produits. Le code de l'Environnement hiérarchise ainsi les différentes possibilités de gestion des déchets, par ordre de priorité croissante :

la prévention, mesures prises avant qu'une substance, une matière ou un produit ne devienne un déchet ;

la préparation en vue du réemploi, toute opération de contrôle, de nettoyage ou de réparation en vue de la valorisation, par laquelle des produits ou des composants de produits qui sont devenus des déchets sont préparés de manière à être réutilisés sans autre opération de prétraitement ;

le recyclage, toute opération de valorisation par laquelle les déchets sont retraités en produits, matières ou substances aux fins de leur fonction initiale ou à d'autres fins.

la valorisation, toute opération dont le résultat principal est que des déchets servent à des fins utiles en remplaçant d'autres matières qui auraient été utilisées à une fin particulière, ou que des déchets soient préparés pour être utilisés à cette fin ;

l'élimination, toute opération qui n'est pas de la valorisation même lorsque ladite opération a comme conséquence secondaire la récupération de substances ou d'énergie.

La loi de TECV promeut également un mode de gouvernance à différents niveaux, en renforçant le rôle des collectivités pour mobiliser leurs territoires.

Dans ce contexte, le traitement de la fin de vie des ouvrages devient donc essentiel, puisqu'il pose les bases, avec l'étape de conception, d'une économie circulaire performante. Malgré l'importance que revêt ce sujet, peu d'études lui ont été consacrées (Brière, 2016 ; Bovea et Powell, 2016). Nous proposons dans ce chapitre un regard particulier sur la fin de vie des ouvrages en maçonnerie et leur potentiel de valorisation.

4.1.2 Deux chantiers remarquables

Dans cette étude, nous allons évaluer les performances environnementales des ouvrages en maçonnerie en nous appuyant sur deux exemples d'ouvrages neufs construits en 2011-2012.

Un pont en maçonnerie en Lozère. En octobre 2008, un épisode cévenol entraîne la destruction d'une buse sur la commune de Saint-Andéol-de-Clerguemort en Lozère et la coupure de la route communale qu'elle supportait. Alors que les services techniques déconcentrés s'étaient prononcés en faveur d'une solution type voûte ou cadre béton, le maire de la commune choisit de

remplacer la buse par un pont voûte en maçonnerie, le premier depuis près d'un siècle en France. Pour le maire de cette commune située en plein cœur du Parc National des Cévennes, ce projet de construction est l'occasion de valoriser les ressources et le savoir-faire local à travers un projet dont le caractère s'accorde avec le territoire qui l'héberge. Un pont en maçonnerie de 6 m d'ouverture a finalement été bâti en pierres de schiste hourdées à la chaux (figure 4.2). La construction a débuté en mai 2011 pour une durée de six mois et a mobilisé entre 12 et 15 artisans. Le coût de la construction s'élève à 154 000 €, dont 80 % ont été financés par des subventions de l'État, de la région, du département et du Parc National des Cévennes (PNC). Cet ouvrage a été primé lors du 10^e *Concours Savoir-Faire et Patrimoine* organisé par la Chambre de Métiers de la Lozère en 2012, mettant en valeur par là même le bien-fondé et la pertinence du choix architectural et technique que la commune, soutenue par ses financeurs, a réalisé.



Figure 4.2 – Construction (a) et vue du pont en maçonnerie de Chaldecoste en Lozère (b).

Un mur de soutènement en pierre sèche en Creuse. Le 21 juin 2012, la rue de la Croix Moreau sur la commune de Felletin en Creuse, a été rouverte après six semaines de travaux qui ont vu la construction d'un mur de soutien en pierre sèche à l'aval de la route. Ce mur, de 50 m de long, 3 m de haut et 1,20 m de large en pied, a été bâti en granite maçonné à sec (figure 4.3). Le recours à la pierre sèche dans la construction du mur de soutènement routier à Felletin confère à ce chantier un caractère exceptionnel. Le choix de cette technique s'est pourtant imposé puisqu'elle satisfaisait pleinement aux exigences et aux opportunités du chantier : proposer une solution esthétique dans cette cité du bâtiment et des savoir-faire, tout en réutilisant des pierres issues de la déconstruction d'un bâtiment à proximité. La construction du mur a mobilisé entre 9 et 14 artisans et ouvriers. Le coût total des travaux, terrassement et réfection de la chaussée compris, s'élève à 125 000 €, dont 70 % ont été financés par des subventions de l'État, de la région et du département.

4.2 Analyse environnementale de la phase de construction

4.2.1 Définition des objectifs et du champ d'étude

Cette première étape de l'ACV permet de poser les hypothèses, de délimiter les frontières du système étudié et de choisir l'unité fonctionnelle, c'est-à-dire la performance quantifiée du produit que l'on choisit comme référence.



Figure 4.3 – Construction (a) et vue du mur de soutènement en pierre sèche de Felletin en Creuse (b).

L'unité fonctionnelle considérée dans ces études est :

dans le cas du pont de Chaldecoste, une infrastructure de transport supportant une route pour franchir un cours d'eau, en assurant une section hydraulique de 14 m^2 , pour une durée de 100 ans ;

dans le cas du mur de Felletin, une structure de génie civil permettant de soutenir une route communale sur 50 m de long pour une durée de 100 ans.

Dans une première approche, les frontières du système sont limitées à la phase de terrassement et de construction des ouvrages (approche *cradle-to-gate*), c'est-à-dire la production des matériaux, le transport des matériaux et des engins et la phase de construction. Nous excluons de l'étude l'amortissement des infrastructures, c'est-à-dire les impacts indirects associés à la production et à la maintenance des moyens de production, car cela augmente fortement les incertitudes sur les résultats. Nous traiterons de la vie en œuvre et de la fin de vie de l'ouvrage dans les sections suivantes.

4.2.2 Inventaire du cycle de vie

Les données de construction des deux ouvrages ont été collectées en collaboration avec les artisans maçons qui ont conduit le chantier. Les principales données sont exposées dans le tableau 4.1. Les processus associés sont détaillés dans Brière *et al.* (2012) pour le pont de Chaldecoste. Ils sont pour la plupart issus de la base de données EcoInvent©, à l'exception de la donnée « pierre à bâtir ». Cette dernière a été construite à partir des informations collectées auprès de la carrière artisanale *Schiste Rocher* qui a fourni les pierres de la voûte.

Tableau 4.1 – Données principales de la construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste et du mur de soutènement en pierre sèche de Felletin.

CHALDECOSTE		FELLETTIN	
Production des matériaux		Production des matériaux	
Schiste	389 t	Concassé	117 t
Chaux	16 t	Transport	
Gravier	136 t	Matériaux	1 116 t.km
Bois	1,7 m ³	Engins de chantier	3 328 t.km
Acier	12 kg	Construction	
Transport		Fuel	968 L
Matériaux	100 238 t.km	Transport du personnel	15 750 km
Engins de chantier	1 740 t.km		
Construction			
Fuel	1 520 L		
Disques diamant	2,21 kg		
Transport du personnel	14 400 km		

On peut tout d’abord remarquer qu’il y a très peu de processus qui entrent dans l’inventaire de ces deux constructions. De plus, dans le cas du chantier de Felletin, nous n’avons pas recensé de pierres à bâtir dans la phase de production des matériaux. Cela est dû au fait que les pierres utilisées dans la construction du mur ne proviennent pas directement d’une carrière mais de la déconstruction de bâtiments d’habitation à proximité du chantier. La production des blocs n’entre donc pas dans le calcul de l’impact environnemental de la construction du mur. Nous avons choisi d’allouer la totalité du stock de pierres du bâtiment détruit à la construction du mur neuf, en cohérence avec les informations recueillies auprès de la mairie et des artisans. Nous reviendrons plus longuement sur l’implication de ce facteur dans la section 4.4. Notons enfin que, comme nous disposons de données précises à ce sujet, nous avons intégré le transport du personnel entre leur domicile et le chantier, bien que cela ne soit pas requis par la norme.

À partir de ces données, on établit l’inventaire des flux entrants et sortants dans la construction de chaque ouvrage.

4.2.3 Évaluation des impacts

Les impacts environnementaux de la construction de ces deux ouvrages d’art sont calculés grâce à la méthode CML 2001 (Frischknecht *et al.*, 2007) implémentée dans le logiciel Simapro©. Les dix indicateurs de référence de la méthode sont présentés en figures 4.4 et 4.5. Les impacts ont été normalisés à 100 % pour pouvoir les comparer entre eux. Sur chaque impact, nous avons identifié la part due à la production des matériaux, au transport et à la construction.

4.2.4 Interprétation

Pont de Chaldecoste. Dans le cas du pont de Chaldecoste (figure 4.4), on peut voir que chaque étape de la construction a un impact équivalent, avec une légère prédominance des phases de *production des matériaux* et *transport*. Cette répartition des impacts est caractéristique de la maçonnerie puisque la phase *production des matériaux* est généralement la phase dominante dans les projets de génie civil (Hammervold *et al.*, 2013 ; Bouhaya *et al.*, 2009). Cette différence s’explique en partie par la difficulté d’accès au chantier qui a augmenté la contribution du transport

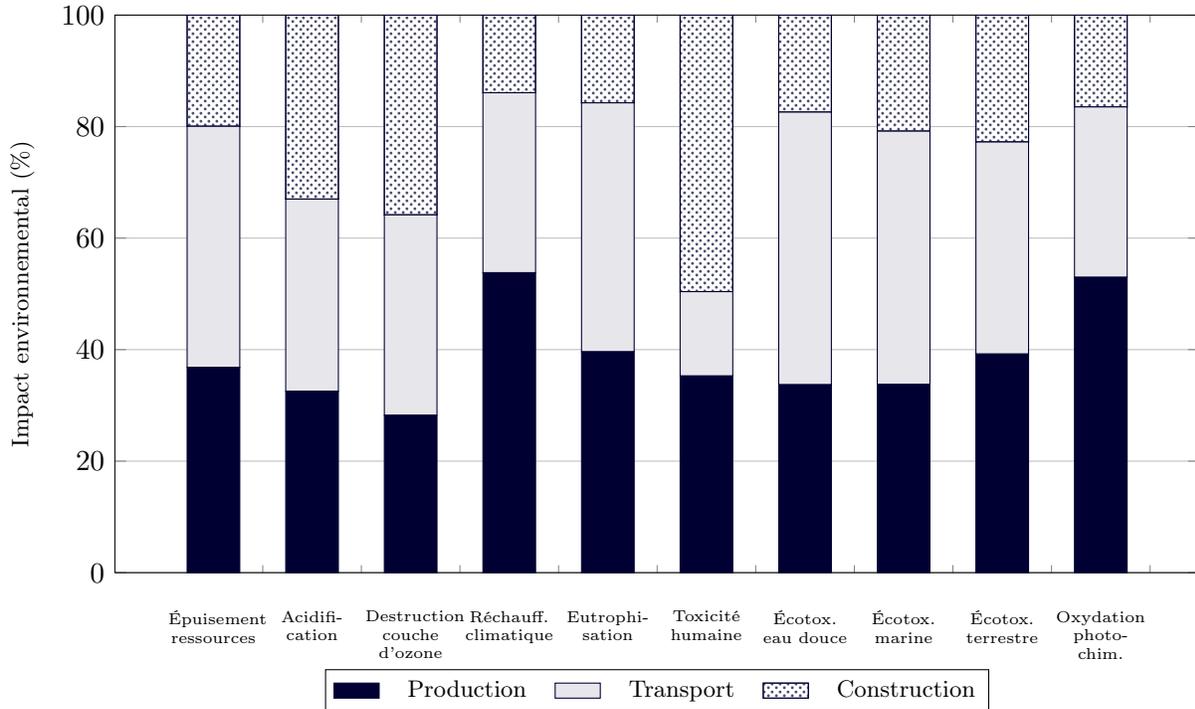


Figure 4.4 – Impacts environnementaux de la construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.

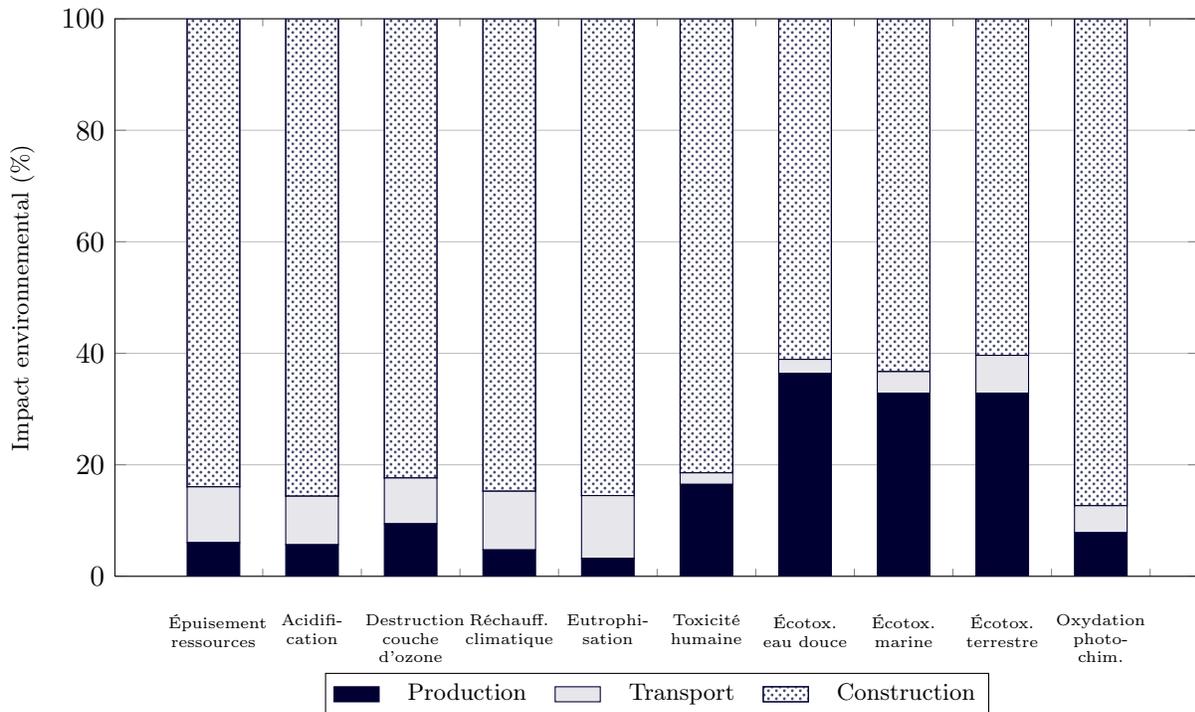


Figure 4.5 – Impacts environnementaux de la construction du mur de soutènement en pierre sèche de Felletin : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.

des matériaux, des engins et du personnel, mais aussi par le faible impact de la production des pierres à bâtir.

Mur de Felletin. Dans le cas de Felletin (figure 4.5), la phase de *production des matériaux* est quasi nulle, puisque les pierres constituant le mur ont été récupérées et qu’aucun processus lié à leur production n’entre donc dans l’inventaire du cycle de vie. C’est la phase de construction qui est largement majoritaire, compte tenu des faibles impacts des deux autres phases et du transport domicile-chantier des artisans.

La spécificité du chantier du mur de Felletin réside donc dans ses choix constructifs, notamment la réutilisation de pierres issues de la démolition d’un bâtiment et le recours à des artisans localisés dans les Cévennes. Il semble donc intéressant de comparer les impacts environnementaux du chantier, notés (F), à ceux qui auraient été obtenus :

- en utilisant des pierres extraites de carrière (E) ;
- en employant des artisans originaires de Creuse (L).

Les résultats sont donnés en figure 4.6. Les impacts d’origine (F) sont fixés à 100 % pour tous les indicateurs pour faciliter la comparaison.

L’utilisation de pierres de carrière augmente fortement la part des phases de *production des matériaux* et, dans une moindre mesure, de *transport*, pour tous les indicateurs, alors que la phase de *construction* reste inchangée. Elle reste d’ailleurs la plus importante mais dans une plus faible proportion. On montre ainsi que la réutilisation des pierres a un effet positif non négligeable sur le bilan environnemental de la construction.

En considérant que les ouvriers intervenant sur l’ouvrage sont originaires du département, on constate une diminution de la phase de construction sur tous les impacts environnementaux. Si la localisation des ouvriers joue un rôle sur l’impact environnemental de la construction, le choix des entreprises en charge du chantier repose avant tout sur un critère technique, de par l’importance que revêt la qualité de mise œuvre dans la maçonnerie de pierre sèche pour assurer la stabilité interne de la structure (CAPEB, 2008). Le savoir-faire de la construction en pierre sèche est d’ailleurs reconnu et validé par deux certificats de qualification professionnelle (CQP) « Ouvrier professionnel en pierre sèche » et « Compagnon professionnel en pierre sèche » de la branche du bâtiment et des travaux publics, coordonnés par l’association des Artisans bâtisseurs en pierre sèche (ABPS) dont sont issus les artisans pilotant le chantier de Felletin. L’étude paramétrique montre l’importance de la promotion de la technique, de la formation et de la qualification des ouvriers et artisans, afin de disséminer ce savoir-faire sur tout le territoire. Le chantier de Felletin a bien joué ce rôle, en recevant de nombreuses visites à l’initiative de la chambre des métiers et de l’artisanat ou du Lycée des Métiers du Bâtiment de Felletin et en contribuant ainsi à une meilleure connaissance de la technique.

4.2.5 Étude comparative de solutions alternatives en béton

L’ACV est utilisée pour comparer différentes solutions et déterminer celle qui permet de minimiser l’impact sur l’environnement. Dans cette étude, la solution maçonnerie est comparée à des solutions béton couramment utilisées en génie civil. Les solutions comparatives envisagées ont ainsi fait l’objet d’un dimensionnement et d’hypothèses sur les entreprises et les matériaux qui auraient pu être engagés dans leur construction. La part d’incertitudes est donc relativement importante pour ces solutions mais cela permet néanmoins d’avoir un ordre de grandeur de leur impact.

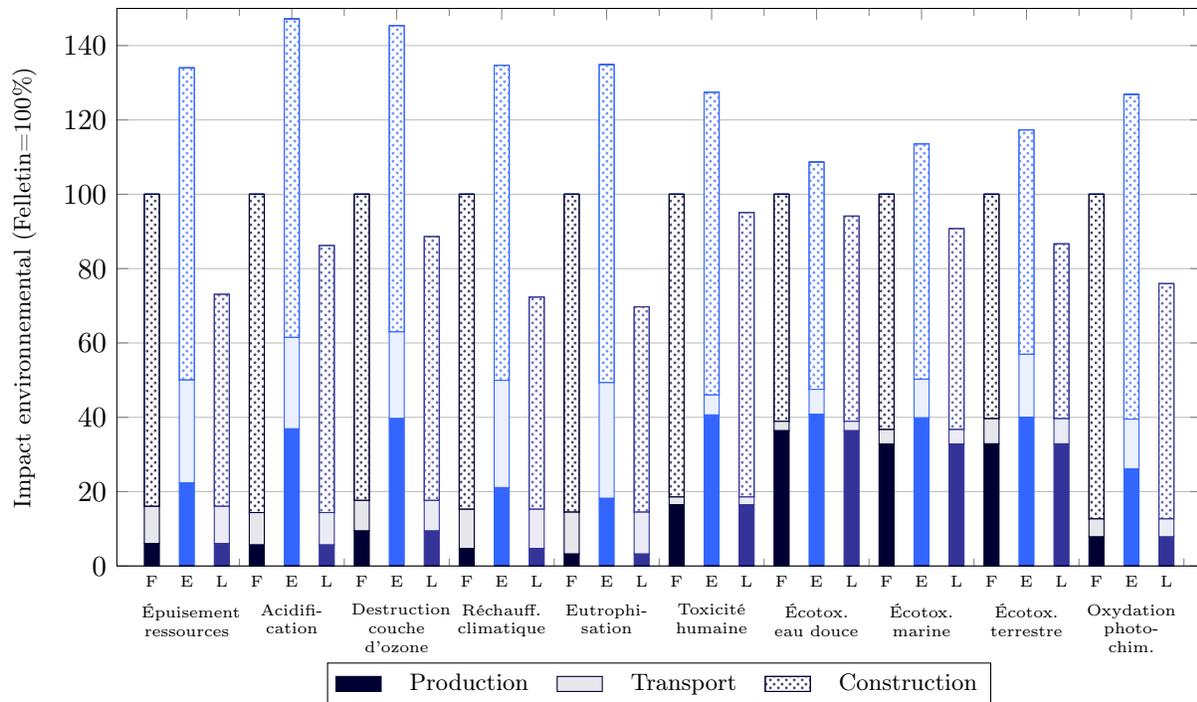


Figure 4.6 – Comparaison des impacts environnementaux de la construction du mur de Felletin (F) avec ceux obtenus en utilisant des pierres extraites de carrière (E) et employant des artisans locaux (L) : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.

Pont de Chaldecoste. Le pont en maçonnerie de Chaldecoste est comparé à une solution voûte béton, car c'était la solution recommandée au maire par ses services techniques. Ce choix a également été motivé par la construction concomitante d'une buse béton sur une route départementale située à quelques dizaines de kilomètres du pont en maçonnerie.

La comparaison entre la solution maçonnerie et la solution voûte béton est présentée en figure 4.7. On observe en premier lieu que la phase de production des matériaux est prédominante pour la variante en béton, ce qui est conforme aux précédentes études menées sur des ouvrages de génie civil en béton et acier (Hammervold *et al.*, 2013 ; Bouhaya *et al.*, 2009). Au final, la solution béton a un impact légèrement plus négatif que la solution maçonnerie sur l'ensemble des indicateurs, avec une différence de l'ordre de 20 %. Les impacts de réchauffement climatique et d'épuisement des ressources sont des indicateurs robustes et constituent des points d'information de référence dans le cadre des études d'infrastructures : tous les deux mettent en évidence l'intérêt de la solution maçonnerie. Certains indicateurs, tels que ceux liés aux toxicités peuvent connaître une variabilité importante selon les méthodes de calcul choisies et sont difficiles à exploiter même si ici, ils confirment la tendance générale des résultats. Pour autant, cet écart n'est pas suffisamment significatif pour discriminer l'une des solutions, compte tenu des incertitudes sur les données et les méthodes de calculs. Le faible écart entre les deux solutions s'explique par la répartition équitable des trois phases de construction et par le fait que la part du transport soit la même pour les deux solutions : la différence se fait uniquement sur la phase de production des matériaux.

Mur de Felletin. Pour le mur en pierre sèche de Felletin, deux variantes de soutènement en béton armé ont été étudiées : un mur poids et un mur encastré sur semelle (dit mur en T). Les murs de soutènement en béton armé ont été dimensionnés à l'aide du logiciel de calcul MUR 2.0.

Les vérifications ont porté sur la stabilité et la résistance, permettant d’obtenir les quantitatifs de matériaux à partir desquels a été menée cette évaluation environnementale. Le résultat des différentes évaluations environnementales est présenté dans la figure 4.8. On constate à nouveau l’importance de la phase de production des matériaux pour les ouvrages en béton. Au final, pour l’ensemble des indicateurs évalués, la solution pierre sèche propose des valeurs d’impacts nettement inférieures aux variantes en béton. En regardant plus attentivement les impacts de réchauffement climatique et d’épuisement des ressources, on voit que le mur poids en béton n’est pas une alternative viable du point de vue environnemental. Cette analyse reste valable pour le mur encastré sur semelle, mais dans une moindre mesure pour l’épuisement des ressources. Cette tendance met en lumière le fait que cet indicateur mesure avant tout l’épuisement des énergies fossiles utilisées lors de la phase d’extraction du minerai et de production du matériau, plus que la raréfaction de la ressource elle-même, pierres, granulats et sable en l’occurrence.

4.3 Approche holistique de la vie en œuvre et résilience territoriale

Dans cette partie, nous allons présenter une approche holistique de l’évaluation du cycle de vie du pont en maçonnerie de Chaldecoste. Nous allons ainsi étendre l’analyse de la construction seule présentée en section 4.2 à l’ensemble du cycle de vie de l’ouvrage (approche *cradle-to-cradle*) et aux deux autres volets du développement durable : économique et social. Pour plus d’informations, le lecteur pourra se reporter à Brière *et al.* (2012) et Takeya (2012).

4.3.1 Hypothèses sur la vie en œuvre de l’ouvrage

L’étude du pont de Chaldecoste a été étendue sur la vie en œuvre de l’ouvrage en incluant les phases de surveillance et de maintenance. L’étude est menée sur une durée de vie de 100 ans, conformément aux prescriptions des Eurocodes pour les ouvrages d’art. Conformément à l’unité fonctionnelle définie en section 4.2.1, le trafic sur l’ouvrage est exclu de l’analyse car il est source d’incertitudes et ne contribue pas au choix du type d’ouvrage à privilégier puisqu’il reste le même quelle que soit la solution retenue.

Les hypothèses prises pour l’inspection suivent la procédure adoptée pour les ouvrages du réseau national, en trois niveaux :

- surveillance continue, tous les ans ;
- visite périodique type IQOA (image qualité ouvrages d’art), tous les 3 ans ;
- inspection détaillée périodique (IDP), tous les 9 ans.

Les opérations de maintenance et de réparation sont programmées tous les 30 ans et diffèrent selon le type de construction. Pour la solution maçonnerie, on prévoit uniquement un rejointoiement. Le retour d’expérience sur le patrimoine existant montre que la maçonnerie est une technique robuste qui nécessite peu d’entretien. Pour la solution béton, des opérations de ragréage et le remplacement de la chape d’étanchéité ont été pris en compte. Le choix de programmer un remplacement de la chape d’étanchéité est motivé par le fait qu’elle assure l’intégrité structurale de l’ouvrage en prévenant les infiltrations d’eau et la corrosion des armatures.

4.3.2 Analyse environnementale de la vie en œuvre

À partir des hypothèses formulées sur la vie en œuvre du pont de Chaldecoste, on reprend l’analyse de cycle de vie de l’ouvrage présentée en section 4.2 à laquelle on ajoute les opérations

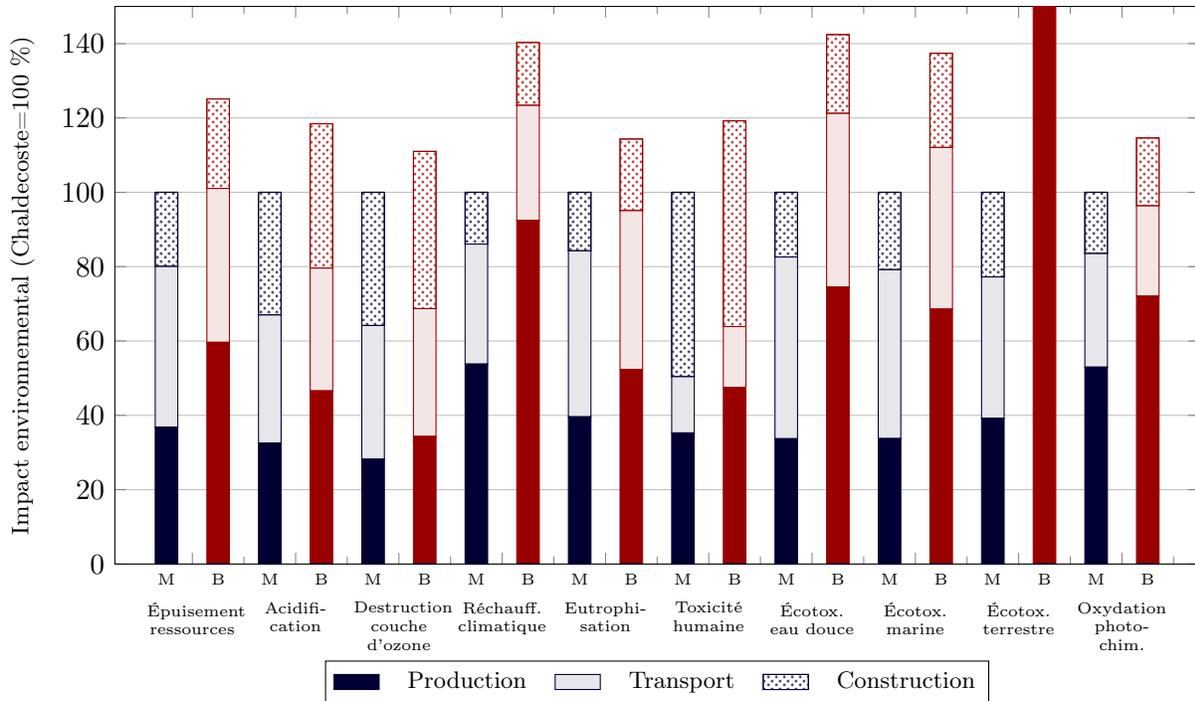


Figure 4.7 – Comparaison des impacts environnementaux de la construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste (M) et de la solution alternative béton (B) : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.

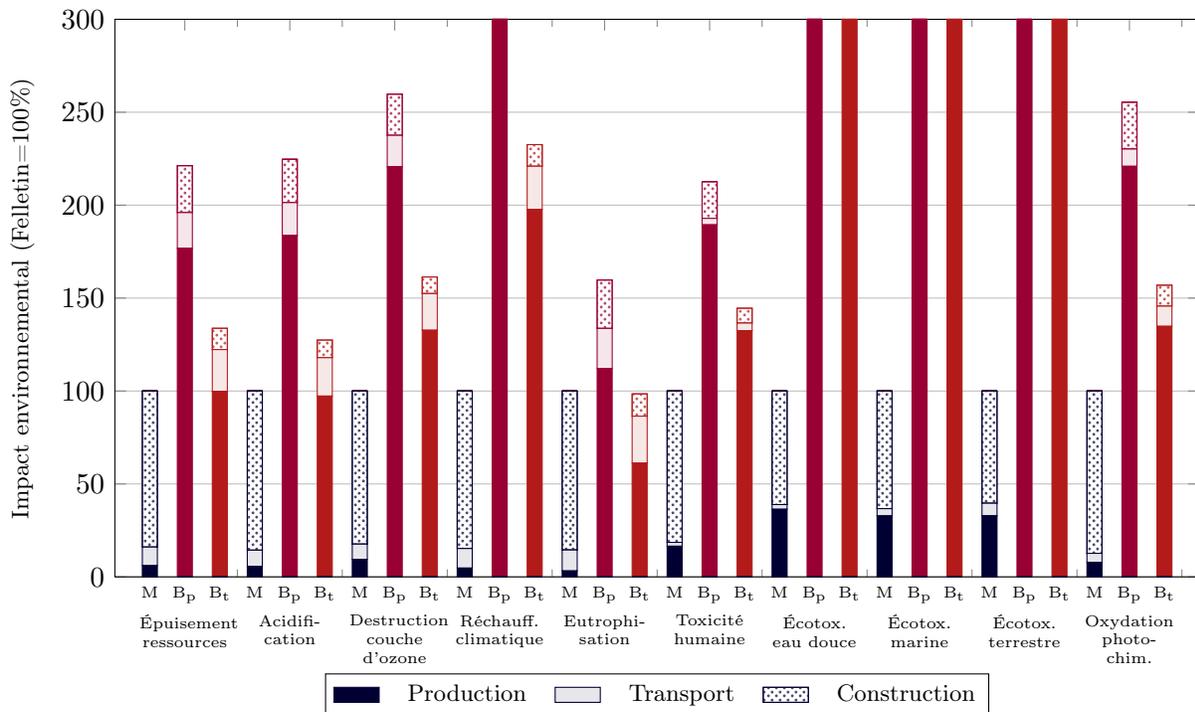


Figure 4.8 – Comparaison des impacts environnementaux de la construction du mur en pierre sèche de Felletin (M) et des solutions alternatives mur poids (Bp) et mur encastré sur semelle (Bt) en béton : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.

d’inspection, de maintenance et de réparation. Les résultats de la comparaison entre les solutions maçonnerie et béton sont donnés en figure 4.9. On voit ainsi que les impacts de la solution béton sont beaucoup plus importants que ceux de la solution maçonnerie, avec un ratio de 1 pour 2. Le remplacement de la chape d’étanchéité a un effet significatif sur les impacts environnementaux du pont voûte en béton. En comparant ces résultats avec ceux de la figure 4.7, on voit toute l’importance de prendre en compte l’ensemble du cycle de vie de l’ouvrage, malgré les incertitudes supplémentaires que cela introduit. En intégrant la vie en œuvre de l’ouvrage, la solution maçonnerie est sans conteste plus favorable que la solution béton d’un point de vue environnemental.

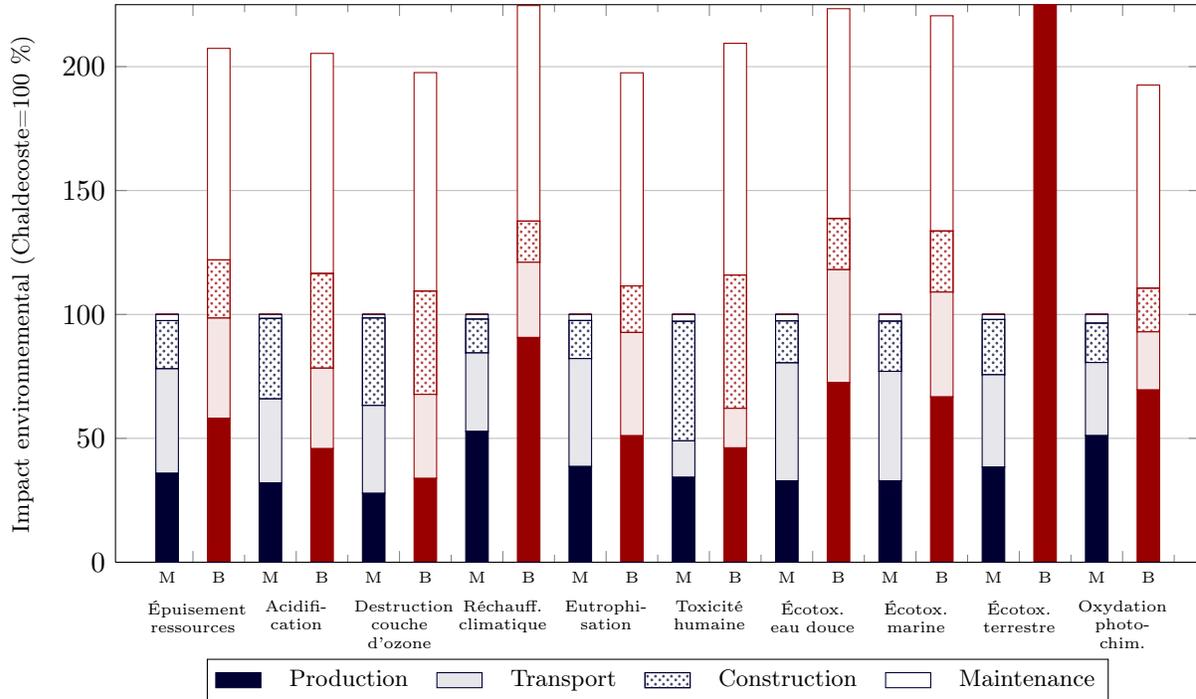


Figure 4.9 – Comparaison des impacts environnementaux du pont en maçonnerie (M) et de la solution alternative béton (B) sur l’ensemble du cycle de vie : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.

4.3.3 Analyse des coûts de cycle de vie

Le critère économique est généralement le principal critère pour choisir une solution. Si cette étude a été engagée sous l’angle environnemental, il nous a semblé important de la compléter avec une analyse économique. L’analyse des coûts du cycle de vie est basée sur les mêmes hypothèses de maintenance et de durée de vie que celles de l’analyse de cycle de vie.

Pour le coût de construction de la solution maçonnerie, nous sommes partis du coût réel de 154 000 €. Compte tenu du caractère novateur du projet, les artisans considèrent qu’ils ont sous-estimé le coût de la construction d’environ 30 000 €, qui sera notre marge pour la solution maçonnerie. Pour la solution béton, il s’est avéré très difficile d’évaluer le coût de construction parce que celui-ci dépend du marché, de la localisation et de l’opportunité du projet. Nous avons pris une fourchette de coût entre 77 000 € – estimation donnée par les services techniques déconcentrés au maire, et 277 000 € – montant engagé par le conseil départemental pour la construction du pont en béton avoisinant.

Le montant total des opérations de surveillance sur une période de 9 ans est estimé à 1 000 € pour la solution maçonnerie et 3 000 € pour la solution béton. Cette différence s'explique par l'éloignement des entreprises spécialisées pour l'inspection des ouvrages en béton, alors que l'ouvrage en maçonnerie peut bénéficier des connaissances des artisans locaux. Les opérations de maintenance et de réparation sont programmées tous les 30 ans. Chaque opération est évaluée à dire d'expert à 5 000 € pour le rejointoiement de la maçonnerie et 40 000 € pour le ragréage et le changement de la chape d'étanchéité de la voûte béton.

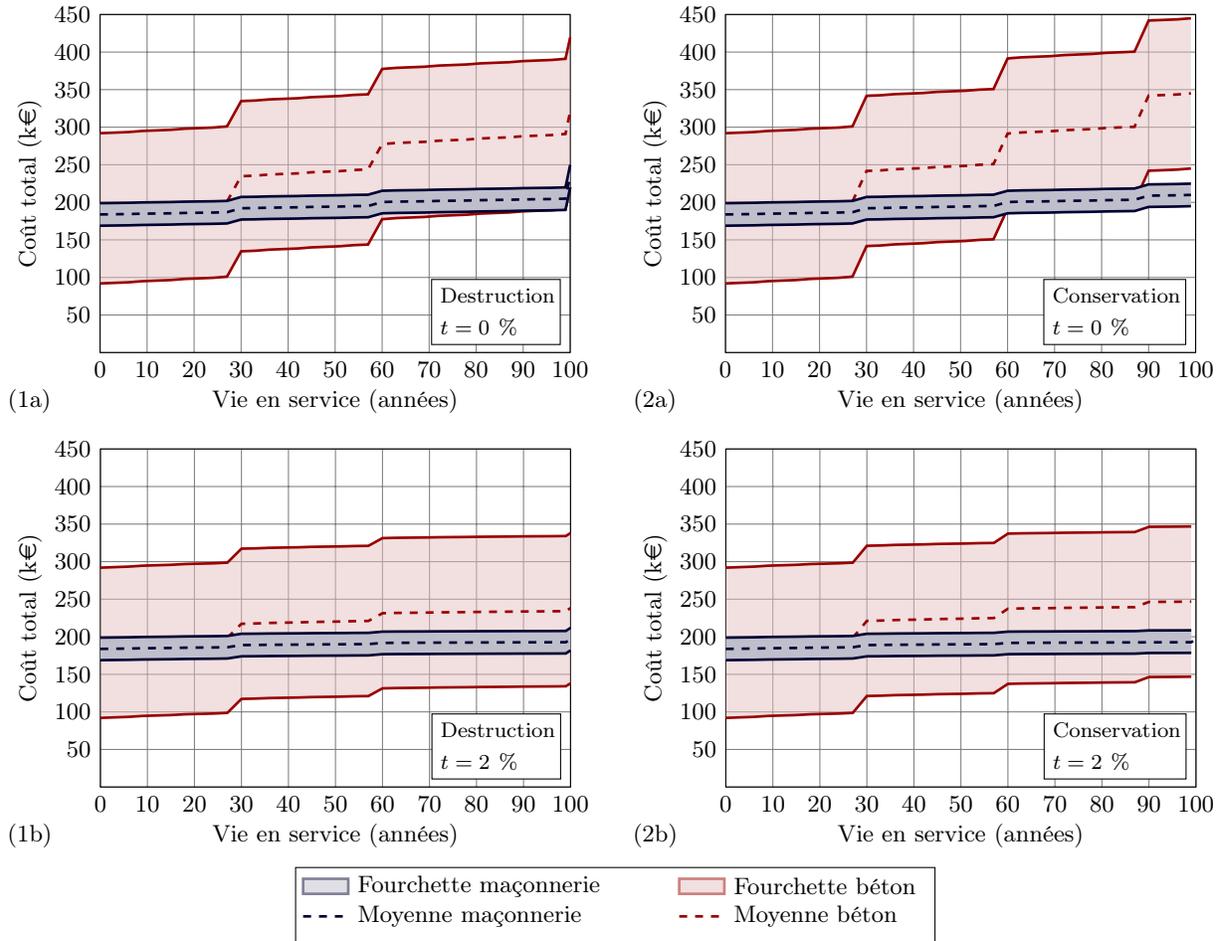


Figure 4.10 – Comparaison des coûts globaux du pont en maçonnerie et de la solution alternative béton sur l'ensemble du cycle de vie avec deux scénarii à 100 ans – destruction (1) et conservation du pont (2), et deux taux d'actualisation – $t = 0\%$ (a) et $t = 2\%$ (b).

Notre durée d'étude est toujours fixée à 100 ans, au bout de laquelle nous avons envisagé deux scénarii :

- la destruction du pont, évaluée à 30 000 € quelle que soit la structure, et pas d'opération de maintenance à 90 ans (figure 4.10-1) ;
- la conservation du pont après 100 ans (figure 4.10-2).

Notons que dans le second scénario, la période de 100 ans n'est plus qualifiée de *durée de vie* de l'ouvrage mais de *durée d'observation*.

Pour comparer les coûts générés par les différentes opérations de maintenance dans le temps à ceux de la construction en 2011, nous avons appliqué un taux d'actualisation r aux différentes

dépenses en fonction de l'année à laquelle elles interviennent. Nous avons réalisé des études pour des taux de 2 à 4 % comme préconisé en France en 2011 ainsi qu'un taux de 0 % pour avoir une valeur de référence. Nous présentons ici les résultats obtenus pour les taux de 0 % (figure 4.10a) et 2 % (figure 4.10b).

L'analyse du coût de cycle de vie montre que la solution maçonnerie reste dans la fourchette inférieure de la plage de la solution béton, quel que soit le taux d'actualisation retenu. On peut même remarquer que, pour un taux d'actualisation nul, la solution maçonnerie est plus économique que la solution béton. L'analyse économique confirme l'importance de considérer l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage.

Cette analyse montre l'intérêt pour une commune avec un budget de fonctionnement limité d'investir dans une solution robuste : le coût initial, qui peut être en partie financé par des subventions, est amorti sur l'ensemble du cycle de vie grâce à des coûts d'entretien faibles et l'utilisation de ressources locales.

4.3.4 Analyse de cycle de vie sociale : vers un développement économique territorial

Le dernier volet du développement durable est l'aspect social. Si nous n'avons pas réalisé une réelle analyse sociale, nous avons identifié des éléments qui pourraient servir d'indicateurs.

Nous nous sommes dans un premier temps intéressés à la destination des fonds engagés dans la construction du pont. La figure 4.11a nous permet de comparer le cas du pont en maçonnerie avec la solution alternative de type buse en béton armé. La construction du pont a été financée à hauteur de 47 % de l'État et des conseils régional et départemental au titre des intempéries et 33 % du conseil départemental et du parc national des Cévennes (PNC) au titre du patrimoine. Avec ces subventions, la charge revenant à la commune pour la construction de cet ouvrage s'élève finalement à 30 000 €, donnant accès à un ouvrage de génie civil parfaitement intégré, robuste et dont l'entretien peut être mené à bien par les entreprises locales. En choisissant un matériau d'extraction locale, le maître d'ouvrage permet donc que l'argent soit investi sur place (artisans bâtisseurs et carriers) ou à l'échelle du département (terrassements). Cette solution en pierre permet à la commune, au parc national et au département de stabiliser des emplois locaux.

Pour des structures équivalentes en béton, nous avons vu que les montants de travaux auraient été comparables (avec une importante variabilité), mais les subventions liées à la préservation du patrimoine n'auraient pas été versées, laissant une charge importante à la commune. Par ailleurs, les qualifications requises pour la réalisation et l'entretien d'ouvrages en béton renvoient le maître d'ouvrage vers des intervenants situés pour la plupart hors du département, voire de la région : entreprises de BTP d'Alès, bureaux d'études et usines de préfabrication à Montpellier, Nîmes et autres centres économiques régionaux ou nationaux.

Il nous a aussi paru intéressant d'analyser la destination de l'argent investi en termes de type d'emplois (figure 4.11b). Dans les territoires à l'écart des centres économiques nationaux, les emplois qualifiés liés à l'ingénierie peinent à s'installer durablement. Avec cette technique de construction en maçonnerie, l'argent investi sert essentiellement à payer des emplois locaux, puisque même l'achat de matériaux permet de maintenir en activité des artisans carriers.

Il convient de compléter cette analyse en abordant l'aspect patrimonial de ce projet. Avec cet ouvrage, le PNC démontre sa volonté de préserver un patrimoine emblématique de la région. Les artisans ayant réalisé l'ouvrage sont d'ailleurs membres de l'association Artisans Bâtisseurs Pierre Sèche (ABPS), dont l'un des principaux objectifs est la préservation et la transmission de la technique de construction en pierre sèche. L'aspect esthétique était d'autant plus important que le pont se situe dans une virage en épingle et qu'il est donc visible depuis la route, comme

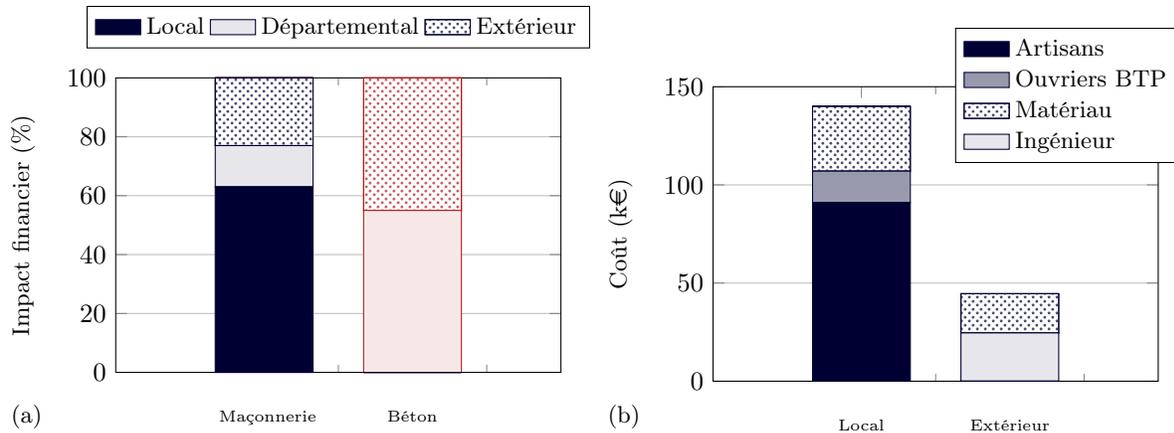


Figure 4.11 – Répartition géographique de la destination des financements en fonction des structures (a) et de la qualification de l'argent investi dans les travaux (b).

depuis le pont muletier situé à l'aval. L'intégration paysagère réussie de cet ouvrage apparaît comme un véritable atout, dans ce département où le tourisme constitue une source importante de revenus.

Les éléments mis en avant dans cette analyse sociale montre que la solution maçonnerie répond aux préconisations de la loi de transition énergétique, en promouvant un développement économique à l'échelle du territoire, basé sur des ressources et des compétences accessibles et durables.

4.4 Fin de vie et économie circulaire

La construction du mur de Felletin nous permet d'illustrer l'intérêt de la pierre sèche dans la mise en place d'une économie circulaire de la construction. En effet, l'une des particularité du chantier est l'utilisation d'éléments récupérés à partir de l'habitat local existant. Le recours à ce matériau disponible a permis d'éviter de puiser dans les ressources de matières premières en épargnant l'extraction de pierres de carrière. Cet exemple nous a conduit à engager une réflexion sur la construction d'un indicateur permettant d'appréhender leur potentiel de réemploi, en s'appuyant sur les modules C1-C4 sur la fin de vie et le module D sur le potentiel de réutilisation ou de recyclage de la NF EN 15804.

La pierre, matériau et élément de construction, est ici utilisée sur deux cycles de vie successifs, puisqu'elle entre dans la composition d'un habitat au cycle n puis d'un mur de soutènement au cycle $n + 1$. Pourtant, la fonction de l'élément de construction reste similaire et utilise les propriétés mécaniques et physico-chimiques de la pierre de granite dans leurs domaines de rendement optimum de pierre à bâtir : murs porteurs d'habitat, mur de soutènement de chaussée. L'usage lors du cycle $n + 1$ n'utilise pas une forme dégradée du produit original, comme lors de la transformation en éléments de type granulat par exemple. Par ailleurs, les processus impliqués pour la transition du cycle n vers le cycle $n + 1$ restent peu importants : déconstruction de l'habitat, transport sur une faible distance, construction du soutènement sans transformation notable du produit (ajustement de taille de pierres selon besoins). Cela est dû au fait que les deux structures successives ont été construites avec la même technique, à savoir la pierre sèche. L'élimination de la gangue de ciment ou de chaux, dans le cas d'une maçonnerie hourdée, ou une retaille systématique des pierres, dans le cas d'une maçonnerie de pierre de taille, aurait induit un moins bon

rendement de ce point de vue.

Cet exemple illustre donc la manière dont on peut réutiliser de manière optimale un produit de construction :

- conserver ou se rapprocher de la fonction initiale ;
- utiliser l’ensemble des propriétés du produit ;
- éviter d’importantes transformations d’une fonction à la suivante.

Cette analyse permet de construire une première approche en termes d’indicateur de fin de vie, destinée à évaluer le potentiel de réemploi ou de valorisation d’un produit de construction. Nous proposons ainsi d’introduire les trois paramètres suivants :

- les caractéristiques mécaniques, physico-chimiques ou autres, déterminant les performances effectives P_{eff} du produit de construction à l’issue du cycle de vie n (performances résiduelles, après déconstruction et stockage éventuel du produit) ;
- les performances requises P_{req} par l’emploi du produit dans la fonction du cycle $n + 1$, déterminées par les règlements de calcul, les normes, etc. ;
- les processus de transformation nécessaires au réemploi ou à la valorisation du produit depuis le cycle n vers le cycle $n + 1$, exprimés par un coefficient de transformation C_t .

Nous proposons alors de définir le potentiel de réemploi, de recyclage ou de valorisation P_{2RV} comme :

$$P_{2RV} = \frac{P_{\text{req}}}{P_{\text{eff}}} \frac{1}{C_t} \quad (4.2)$$

dont les valeurs sont comprises entre 0 et 1.

Le premier terme de l’expression (4.2) traduit la concordance entre les performances requises pour la nouvelle fonction du cycle $n + 1$ et les performances effectives du produit à l’issue du cycle n . Une utilisation trop partielle des performances résiduelles fait tendre ce ratio vers 0, la valeur optimale de 1 exprimant la parfaite adéquation du produit réemployé avec sa nouvelle fonction.

Le coefficient de transformation, supérieur ou égal à 1, reflète quant à lui l’étendue des processus nécessaires au traitement du produit entre ses deux fonctions. La valeur minimale de 1 correspond à une absence de traitement significatif. Sans qu’il soit possible de construire sur le seul exemple traité ici une échelle de valeur, et notamment une valeur maximale, pour différents produits de construction, on peut déjà retenir l’influence de ce terme dont la valeur est destinée à mettre en lumière l’importance des processus et intrants associés au réemploi et à la valorisation des produits. Son incidence sur notre indicateur P_{2RV} vise donc à faire émerger la nécessité d’évaluer les processus associés à la réutilisation ou la valorisation, pour les comparer à ceux impliqués dans la production d’un matériau d’extraction, dit vierge.

Dans le cas présent, la réutilisation des pierres en éléments de placage ou de remblaiement aurait abaissé le ratio $P_{\text{req}}/P_{\text{eff}}$. Si au contraire la fonction restait similaire telle que dans la construction du mur de Felletin, mais que les pierres avaient dû au préalable subir un traitement de décapage important, c’est le terme $1/C_t$ qui en aurait été affecté. Dans les deux cas, le potentiel P_{2RV} aurait pris une valeur inférieure à 1, traduisant un moins bon rendement en termes de réemploi ou de valorisation de produit, quand la solution choisie à Felletin semble très proche ou égale à 1.

Cet indicateur a été conçu pour notre cas particulier et mériterait d’être étoffé pour généraliser son usage à l’ensemble des constructions du génie civil. Il pose néanmoins des bases pour analyser et comparer la performance des projets de construction en termes de fin de vie et d’éco-conception.

4.5 Stratégie de prescriptions des ouvrages neufs

En utilisant des produits de construction réutilisables et disponibles localement, la maçonnerie offre une solution résolument moderne, en phase avec les enjeux environnementaux de notre époque, et qui a depuis longtemps prouvé sa durabilité. Nous avons ainsi montré, à travers les deux exemples de constructions récentes présentées dans ce chapitre, que la maçonnerie présente une très bonne performance environnementale pour un coût équivalent à celui des solutions béton, notamment lorsque l'on considère l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage. Elle constitue de plus un élément de résilience territoriale significatif. En choisissant la solution maçonnerie, les maires de Saint-Andéol-de-Clerguemort et Felletin ont contribué à la réactivité de leur commune face à une vulnérabilité économique et environnementale évolutive, au travers de ressources accessibles et des compétences associées de leur territoire.

Pour aller plus loin dans ces études, nous proposons d'agir à trois niveaux. Sur la phase construction, il serait intéressant de proposer de nouvelles données environnementales pour la construction en maçonnerie. En effet, les données présentes dans les bases de données environnementales ne sont pas toujours pertinentes pour les matériaux non-industrialisés, notamment pour la pierre à bâtir. Nous avons proposé ici un premier processus construit à partir des informations recueillies dans une carrière artisanale en Lozère. Il est nécessaire de poursuivre ce travail en proposant des données adaptées à ces matériaux et au contexte français, en collaboration avec les producteurs de matériaux. Concernant la fin de vie, les études réalisées sont restées sur le plan qualitatif. Il serait intéressant d'aller plus loin en proposant un indicateur de fin de vie permettant de distinguer les matériaux recyclables, réutilisables et réemployables. Pour compléter l'approche holistique de l'évaluation développement durable, nous avons proposé quelques pistes sur l'aspect social, qu'il serait intéressant d'intégrer à une analyse de cycle de vie sociale. Ce travail pourrait venir en appui du projet de norme PR EN 15643 et être mené en concertation avec les différents acteurs du génie civil et du bâtiment pour être étendu aux autres matériaux de construction. Tous ces éléments peuvent contribuer à renforcer ou légitimer les premières conclusions établies.

En effet, malgré les intérêts évidents que présente la maçonnerie, elle peine encore à intégrer le catalogue des constructions contemporaines. Cela peut s'expliquer par le manque de cadre normatif et de méthodes de calcul permettant d'encadrer la construction neuve en maçonnerie. Aussi les modèles de calculs présentés dans ce mémoire pourraient-ils contribuer à la promotion de la technique en proposant un dimensionnement optimal, qui n'utilise que la quantité de matière première nécessaire, tout en assurant la sécurité de la structure comme de l'utilisateur face aux sollicitations actuelles, notamment l'augmentation du trafic et la récurrence d'épisodes climatiques violents.

Conclusion et perspectives

Conclusion

Présente sur tout le territoire français comme dans de nombreuses régions du monde, la maçonnerie tient un rôle essentiel dans l'aménagement du territoire. L'universalité et l'intemporalité de sa présence s'imposent comme un gage de performance difficilement réfutable. Par leur architecture vernaculaire, les ouvrages en maçonnerie contribuent en outre à la beauté des paysages et à l'attrait touristique des régions qui les accueillent. Si ces ouvrages semblent intemporels, c'est que leur moyenne d'âge est plus élevée que la moyenne, du fait d'une part, de l'abandon de la technique au début du XX^e, au profit du béton armé puis précontraint et de l'acier, et, d'autre part, de leur exceptionnelle longévité.

Pourtant, ces ouvrages restent relativement méconnus, car très peu d'études et de recherches leur ont été consacrées. Ce manque de connaissance nuit à leur entretien et, *a fortiori*, à la construction de nouveaux ouvrages.

Dans ce mémoire d'habilitation à diriger des recherches, nous nous sommes ainsi attachés à poser les jalons d'une meilleure compréhension des ouvrages en maçonnerie afin d'améliorer la gestion du patrimoine existant et de démontrer que cette technique a sa place dans la construction à venir. Nous avons pour ce faire choisi de retenir des approches pragmatiques à destination des gestionnaires, des bureaux d'études ou des entreprises. Ce mémoire a permis de présenter deux modèles de calcul de structures dédiés aux ouvrages en maçonnerie :

- un modèle aux éléments finis pour décrire leur comportement ;
- un modèle de calcul à la rupture pour évaluer leur stabilité.

Le modèle aux éléments finis a été mis au point pour décrire le comportement des voûtes en maçonnerie des tunnels du métro parisien. Ce modèle couple l'endommagement des matériaux constitutifs à une homogénéisation de la maçonnerie. Il a été implémenté dans CESAR-LCPC et alimenté par des données issues d'une campagne d'essais de laboratoire réalisée sur des carottes extraites *in situ*. Le modèle permet de retrouver l'emplacement des fissures et de reproduire les déplacements de l'ordre de plusieurs centimètres enregistrés dans les voûtes. À la RATP, ce modèle trouve son application dans les vérifications à l'ELS des tunnels lors de travaux à proximité, sujet particulièrement prégnant actuellement avec les nombreux chantiers lancés dans le cadre du Grand Paris.

Le modèle de calcul à la rupture a été mis au point pour évaluer la stabilité des barrages en enrochement et des murs de soutènement en maçonnerie. Ce modèle s'appuie sur une technique d'homogénéisation périodique puis sur un calcul de stabilité, tous les deux mis en œuvre dans le cadre formel du calcul à la rupture. Une première approche analytique a été mise au point dans des cas simples en 2D puis en 3D. Une approche numérique est désormais en cours de développement ; elle permettra d'explorer des cas plus complexes, notamment en 3D où les calculs analytiques deviennent très vite inextricables. Ces modèles sont validés par comparaison avec des modèles physiques puis des essais à l'échelle 1 sur des structures réelles. Ces différentes campagnes

expérimentales ont démontré les capacités du modèle à évaluer la stabilité de ces structures en 2D.

Le dernier chapitre de ce mémoire a finalement permis d’engager une réflexion sur les atouts de la construction en maçonnerie au regard des exigences de développement durable et de transition énergétique qui ont émergé ces dernières années. Nous avons ainsi démontré les performances environnementales de la maçonnerie, notamment lorsque l’on considère l’ensemble du cycle de vie de l’ouvrage. Nous avons vu comment, par sa technique de mise en œuvre, la pierre sèche est innovante dans la mise en place d’une économie circulaire. Ainsi, loin de son image passéiste ou du rôle décoratif que l’on a voulu lui prêter, la maçonnerie pourrait réintégrer le catalogue des constructions contemporaines en proposant une solution résolument moderne, en phase avec les préceptes de l’éco-conception.

Perspectives

Le sujet de la maçonnerie est aujourd’hui en plein essor et les perspectives sur ce travail sont nombreuses.

Deux points de développement d’ordre méthodologique sont communs aux deux modèles de calcul, reflétant l’approche multi-échelle adoptée dans ce mémoire :

- du point de vue du matériau : développer une homogénéisation considérant la maçonnerie comme un milieu aléatoire ;
- du point de vue de la structure : proposer des modèles en trois dimensions.

À l’échelle du matériau, nous avons opté pour des schémas d’homogénéisation périodique afin de déduire des propriétés à l’échelle du bloc et du joint, les propriétés homogénéisées de la maçonnerie. Or, nous avons vu que la maçonnerie du génie civil se caractérisait souvent par l’emploi de blocs bruts ou ébauchés de tout calibre et que la maçonnerie ainsi constituée se trouvait à la frontière entre les milieux aléatoires et périodiques. Si l’homogénéisation périodique semble donner de bons résultats, elle pourrait être complétée en considérant la maçonnerie comme un ensemble d’éléments aléatoires. L’objectif de cet axe de recherche est de déterminer les caractéristiques mécaniques (matrice de raideur pour le modèle aux éléments finis, critère de résistance pour le modèle de calcul à la rupture) de la maçonnerie ainsi modélisée à l’échelle macroscopique. En comparant les résultats obtenus en considérant le milieu comme aléatoire à ceux fournis par l’homogénéisation périodique, nous disposerons ainsi d’un encadrement des propriétés effectives de la maçonnerie. Ce volet pourrait être complété par des essais sur des carottes de maçonnerie. Il s’agira alors de définir le type d’échantillon (taille, forme, part de chaque composant, appareillage de la maçonnerie, fabrication en laboratoire ou extraction *in situ*) le plus représentatif et de quantifier les effets de forme et d’échelle. Une comparaison entre les deux homogénéisations proposées et les résultats expérimentaux permettront ainsi d’avoir la caractérisation la plus fine de ce matériau complexe.

Au niveau de la structure, le grand défi à venir sera de proposer des modèles tridimensionnels performants. En effet, si nous avons fait une incursion dans les modèles 3D à l’échelle du matériau, le passage à la structure n’est pas finalisé. Or, le passage à trois dimensions est indispensable dès lors que l’on s’intéresse à des structures courbes, à l’influence des murs tympan sur une voûte ou à des charges ou des déformations localisées sur une structure linéaire. Il s’agira donc de développer les modèles à l’échelle de la structure. Ces problématiques sont au cœur de deux projets de thèse déposés pour l’année à venir :

- *Analyse du comportement mécanique d’un pont en maçonnerie réparé par tirants d’enserriment* – *Approches en vue du dimensionnement*, proposée avec Emmanuel Bourgeois et

Jean-François Seignol au sein de l'Ifsttar, qui vise à développer des modèles 3D aux éléments finis et en calcul à la rupture pour le dimensionnement des réparations des ponts en maçonnerie à l'aide de tirants ;

- *Étude de la vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie d'un réseau vis-à-vis des aléas environnementaux*, proposée avec Patrick de Buhan et Denis Garnier de l'ENPC et Stéphane Hans de l'ENTPE, qui vise à développer un modèle d'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie vis-à-vis des aléas naturels (séisme, crues, inondations).

Pour le modèle aux éléments finis, si des améliorations théoriques sont envisagées (couplage de l'endommagement avec la plasticité, modélisation du contact entre le tunnel et le sol encaissant, introduction d'interfaces pour simuler l'ouverture de fissure...), l'objectif principal est d'exploiter le modèle en place pour définir des seuils d'alertes en termes de déplacement ou d'ouverture de fissures à ne pas dépasser pour assurer l'aptitude au service de l'ouvrage. Ces seuils pourraient être proposés pour les tunnels du métro parisien bien sûr, mais également pour d'autres types de structures en maçonnerie qui peuvent faire l'objet d'un important dispositif de surveillance sans que l'on puisse pour autant se prononcer sur les déplacements admissibles par l'ouvrage. Pour ce faire, il est nécessaire d'entreprendre des analyses paramétriques du modèle et de calibrer et valider les résultats à partir de données expérimentales issues d'un essai de chargement sur une structure expérimentale à l'échelle 1.

Dans le modèle de calcul à la rupture, le développement se situe principalement dans l'approche numérique. Le modèle numérique en cours de développement devrait permettre d'améliorer les résultats fournis par le modèle analytique existant, notamment dans le cas tridimensionnel. L'objectif est bien sûr d'utiliser directement le modèle numérique pour évaluer la stabilité de structures existantes mais également de s'en servir comme outil pour améliorer le modèle analytique. Le modèle numérique peut, en particulier, fournir les formes de champs de vitesse permettant d'obtenir la charge limite optimale. Ces champs de vitesse pourront être repris et intégrés au modèle analytique, afin de disposer d'un outil simple et rapide d'utilisation qui donne un résultat optimal. Les modèles 3D permettront, outre l'évaluation sous charge d'exploitation amorcée dans la thèse de Benjamin Terrade, d'étudier des ouvrages existants présentant des configurations déformées mais également de proposer un dimensionnement des solutions de réparation adaptées. Le deuxième axe de développement envisagé pour l'évaluation structurale est l'intégration de nouveaux chargements, en lien avec l'augmentation attendue de phénomènes climatiques exceptionnels. Il s'agira plus particulièrement d'évaluer la vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie d'un réseau vis-à-vis des aléas sismiques et hydrauliques. Pour ce faire, il faudra introduire de nouveaux modes de chargement pertinents pour l'étude. On pourra s'appuyer sur les compétences développées au sein du laboratoire SDOA et de l'Ifsttar dans les modèles de chargements sismiques et de charges extrêmes, ainsi que sur les compétences en affouillement. Enfin, les modèles de calcul à la rupture trouvent leur application dans le dimensionnement d'ouvrages neufs. L'amélioration des modèles doit permettre de proposer des dimensionnements plus économes en ressources naturelles et financières, tout en garantissant sa sécurité.

Concernant les études environnementales, il serait intéressant de proposer de nouvelles données pour la construction en maçonnerie. En effet, les données présentes dans les bases de données environnementales ne sont pas toujours pertinentes pour les matériaux non-industrialisés, notamment pour la pierre à bâtir. Il est donc nécessaire de construire des données adaptées à ces matériaux et au contexte français, en travaillant en collaboration avec les producteurs de matériaux. Pour proposer une approche holistique, l'accent devra être mis sur l'aspect social, qui reste encore peu exploré dans le domaine du génie civil et pour lequel la maçonnerie a des arguments à faire valoir. L'objectif se situe enfin dans le développement d'indicateurs sur la fin de vie, pour lesquels la maçonnerie semble *a priori* performante vis-à-vis des autres techniques de construc-

tion. Ces travaux pourront être menés en concertation avec les différents acteurs du génie civil et du bâtiment pour traiter tous les matériaux de construction. Ces deux données permettront de disposer ainsi d'une information complète sur l'impact environnemental, économique et social des ouvrages sur l'ensemble de leur cycle de vie.

Les perspectives de recherche présentées ici pourront bénéficier de l'effervescence autour de la thématique. En effet, les travaux présentés dans ce mémoire s'inscrivent dans la lignée du projet RGCU *Pedra* (2011-2014) et dans un contexte d'évolution des règlements (révision des Eurocodes 6 et 8, du fascicule 64 du CCTG, création de l'Eurocode *Structures existantes*, relecture des guides du Strres par l'Idrim). Ils profitent également des échanges nés à la suite de deux initiatives parallèles ayant récemment vu le jour : le lancement du Groupement d'Intérêt Scientifique MaGIS autour de la maçonnerie et l'organisation des premières *Journées nationales maçonnerie – JNM 2016* qui se sont déroulées les 17 et 18 mars 2016 sur le site de l'Ifsttar Marne-la-Vallée et ont rassemblé plus de 200 participants issus d'horizons divers – maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre, bureaux d'études, architectes, experts, chercheurs, industriels ou artisans. L'objectif est de poursuivre les échanges pour faire progresser les recherches et pour participer activement à leur transmission via quatre biais complémentaires.

L'ingénierie, pour transmettre des outils de calcul performants et simples d'utilisation aux bureaux d'études et aux gestionnaires pour le dimensionnement des ouvrages neufs ou l'évaluation et la réparation des ouvrages existants. C'est cette volonté qui anime le groupe de travail AFGC *Évaluation structurale et conception de réparations des ouvrages d'art en maçonnerie*, qui vient d'être lancé et que je co-encadre avec Thomas Stablon d'Arcadis. L'objectif du groupe est la rédaction d'un guide d'évaluation structurale et de conception d'une solution de réparation, détaillant les étapes du diagnostic de la structure existante jusqu'au choix et au dimensionnement de la réparation, le cas échéant.

La normalisation, pour contribuer à la révision ou la création de normes, de doctrines ou de pièces de marché, intégrant les aspects techniques et environnementaux. Mes recherches trouvent ainsi leur application dans la participation aux groupes de travail de révision du fascicule 64 du CCTG et de développement des règles professionnelles de la construction en pierre sèche.

La formation, qui fait à l'heure actuelle défaut, à tous les niveaux : formation initiale des masters recherches, ingénieurs, architectes, techniciens ; formation continue des prescripteurs, donneurs d'ordre, bureaux d'études et formation professionnelle des artisans et ouvriers. Mes activités à venir incluent ainsi le montage d'une semaine d'initiation aux problématiques de la maçonnerie par la modélisation et l'expérimentation auprès d'élèves de 3^e année en Génie Civil de l'ENPC et la coordination du module de formation continue de Ponts Formation Conseil sur les murs de soutènement en maçonnerie, qui viendront s'ajouter aux formations sur la pierre sèche à destination des prescripteurs pour le compte de la Fédération française des professionnels de la pierre sèche ;

La structuration de la filière, pour favoriser les échanges entre les acteurs nationaux et assurer une meilleure visibilité à l'international. La participation au GIS *MaGIS* et l'animation du *Réseau JNM*, avec l'organisation en 2018 des secondes Journées nationales maçonnerie, vont permettre de renforcer les contacts noués lors de la première édition.

Liste des figures

1.1	Route aménagée par des murs en pierre sèche au Cap Corse (Haute-Corse). . . .	11
1.2	Construction par l'intérieur (a) et par l'extérieur (b) du domaine K des charge- ments potentiellement supportables.	15
1.3	Idéalisation de la maçonnerie de pierre sèche (a) en maçonnerie régulière périodique (b) puis homogénéisation périodique de la maçonnerie régulière (c).	16
1.4	Mécanisme de rupture des blocs du VER d'après de Buhan et de Felice (1997). .	16
1.5	Domaine G^{hom} des contraintes admissibles de la maçonnerie homogénéisée.	18
1.6	Données de géométrie, mode de chargement et critère de résistance du système mur-remblai.	19
1.7	Représentation des deux familles de mécanismes de rupture étudiées : translation du mur et du sol (a) ; rotation du mur et cisaillement du sol (b).	21
1.8	Ruptures expérimentales des maquettes : renversement autour de son pied d'un mur en brique (a) et glissement sur sa base d'un mur en bois (b).	25
1.9	Évolution des hauteurs limites de remblai théoriques et expérimentales pour les murs de brique et de bois en fonction de l'inclinaison des lits, du fruit du mur et de la pente du remblai.	26
1.10	Campagne expérimentale sur murs en pierre sèche à l'échelle 1 : dispositif expéri- mental du mur C2s (a) et renversement du mur C4c (b).	27
1.11	Évolution des déplacements du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k (a) et comparaison des profils (b).	29
1.12	Caractérisation de la rotation (a) et du cisaillement (b) dans le mur expérimental C2s.	30
1.13	Comportement des murs expérimentaux en pierre sèche vis-à-vis du renversement : angle de rotation du mur θ en fonction de l'excentricité relative k	31
1.14	Comportement des murs expérimentaux vis-à-vis du glissement : rapport des efforts tangentiels et normaux T/N en fonction des déplacements relatifs des lits de pierre $\delta u^{(i)}$	32
1.15	Représentation des hauteurs de chargement maximales théoriques en fonction des hauteurs expérimentales.	33
1.16	Abaque de calcul des murs de soutènement en pierre sèche figurant dans les règles professionnelles : exemple pour un mur en schiste retenant un remblai d'angle de frottement $\varphi_s = 30^\circ$ et de cohésion $C_s = 0$ kPa.	34
2.1	Photographie (a) et schéma de principe (b) de la construction des voûtes en ma- çonnerie des tunnels du métro parisien.	36
2.2	Loi de comportement pour le cas uniaxial du modèle de Mazars revisité.	38

2.3	Cellule de base de la maçonnerie (a) et chargements élémentaires (b) étudiés par Zucchini et Lourenço (2002).	39
2.4	Étude photographique de l'appareillage de la maçonnerie des voûtes du métro parisien.	40
2.5	Définition des repères et de l'« ellipse moyenne » dans l'étude des voûtes du métro parisien.	41
2.6	Algorithme de calcul des voûtes en maçonnerie couplant endommagement des matériaux constitutifs et homogénéisation de la maçonnerie.	43
2.7	Essais sur voûte seule (1) et avec remplissage (2) : dispositif (a) et rupture (b) expérimentaux, isovaleurs de la variable d'endommagement D_{22} (c) et courbe force-déplacement (d).	45
2.8	Matériaux constitutifs des tunnels du métro parisien : carottes extraites de la voûte, éprouvettes de mortier et de béton.	46
2.9	Dispositif expérimental pour l'essai de compression simple (a) et de traction directe (b).	48
2.10	Problème de rupture en flexion rencontré lors des essais de cisaillement.	48
2.11	Classification des pierres en trois catégories en fonction de leur porosité.	49
2.12	Relation entre masse volumique et porosité de la pierre du métro parisien.	49
2.13	Courbes contrainte-déformation des essais de compression simple (a) et en traction directe (b) sur la pierre du métro parisien.	50
2.14	Courbes contrainte-déformation des essais de compression simple (a) et de traction directe (b) sur le mortier de la maçonnerie du métro parisien.	52
2.15	Courbes contrainte-déformation des essais de compression simple (a) et de traction directe (b) sur le béton du métro parisien.	54
2.16	Profil géologique de la station Mairie d'Ivry (a) et plan des travaux réalisés (b) (cotes en m).	55
2.17	Désordres constatés dans la station Mairie d'Ivry suite aux travaux à proximité (a) et travaux de confortement (b) réalisés d'après Le Bras (1992).	55
2.18	Modélisation aux éléments finis sous CESAR-LCPC de la station Mairie d'Ivry : excavation (a) et dégradation des propriétés du sol (b).	56
2.19	État d'endommagement dans la voûte (a) et dans le radier (b) après excavation.	57
2.20	Comparaison des déformées de la station Mairie d'Ivry obtenues par le calcul et les mesures.	58
2.21	Évolution de la convergence verticale (base 3/5) en fonction du module d'élasticité du sol.	59
3.1	Barrage EDF de Portillon (Haute-Garonne) en enrochement avec perré en pierre sèche.	62
3.2	Données de géométrie, mode de chargement et critère de résistance du barrage en enrochement.	63
3.3	Campagne expérimentale sur maquettes de barrages.	66
3.4	Représentation des déplacements normaux (rouge) et tangentiels (bleu) du parement aval du barrage en fonction de l'angle de basculement α de l'essai P1g.	67
3.5	Représentation des angles de basculement maximal α^+ théoriques en fonction des angles expérimentaux.	68
3.6	Domaine G^{hom} des contraintes admissibles de la maçonnerie homogénéisée en rouge et domaine de la pierre sèche en bleu.	70

3.7	Représentation des hauteurs de chargement maximales théoriques en fonction des hauteurs expérimentales.	75
3.8	Mode de rupture pour le mur à joints secs (a), hourdé (b) et renforcé par clouage (c).	75
3.9	champs de vitesse dans le sol de Schneebeli pour le mur à joints secs sans (a) et avec (b) renforcement par clouage.	76
3.10	Appareillage et VER de la maçonnerie en 3D.	77
3.11	Analyse par le calcul à la rupture d'un mur de soutènement en pierre sèche soumis à une charge ponctuelle : géométrie, chargement et champs de vitesse vus en coupe.	81
3.12	Analyse par le calcul à la rupture d'un mur de soutènement en pierre sèche soumis à une charge ponctuelle : géométrie, chargement et champs de vitesse vus de face.	81
3.13	Campagne d'essais sur modèles physiques de murs de soutènement en 3D.	83
3.14	Campagne d'essais sur modèles physiques de murs de soutènement en 3D : courbe effort-enfoncement du mur 5.	84
3.15	Analyse d'images des modèles physiques 3D : rupture dans le mur et dans le sol au droit du plan de symétrie.	84
3.16	Influence des paramètres testés sur la surcharge maximale supportable : distance de la charge au mur (a), aire de charge (b) et élancement du mur (c).	85
3.17	Campagne expérimentale 3D sur murs en pierre sèche à l'échelle 1 de Le (2013) (a) et Terrade (2017) (b).	86
3.18	Évolution de la force ponctuelle appliquée en fonction du déplacement vertical de la plaque.	88
3.19	Évolution du profil de la section centrale du mur expérimental (a) et des coupes horizontales à 1,15 m (b) et 1,47 m du sol (c).	89
3.20	Analyse d'images 3D du parement (a) et 2D de la surface (b) du mur expérimental.	89
3.21	Mécanisme de rupture virtuel fourni par le modèle numérique.	93
4.1	Schéma de principe de l'analyse de cycle de vie (NF EN ISO 14040).	96
4.2	Construction (a) et vue du pont en maçonnerie de Chaldecoste en Lozère (b).	99
4.3	Construction (a) et vue du mur de soutènement en pierre sèche de Felletin en Creuse (b).	100
4.4	Impacts environnementaux de la construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.	102
4.5	Impacts environnementaux de la construction du mur de soutènement en pierre sèche de Felletin : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.	102
4.6	Comparaison des impacts environnementaux de la construction du mur de Felletin (F) avec ceux obtenus en utilisant des pierres extraites de carrière (E) et employant des artisans locaux (L) : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.	104
4.7	Comparaison des impacts environnementaux de la construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste (M) et de la solution alternative béton (B) : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.	106
4.8	Comparaison des impacts environnementaux de la construction du mur en pierre sèche de Felletin (M) et des solutions alternatives mur poids (B_p) et mur encastré sur semelle (B_t) en béton : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.	106

4.9	Comparaison des impacts environnementaux du pont en maçonnerie (M) et de la solution alternative béton (B) sur l'ensemble du cycle de vie : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.	107
4.10	Comparaison des coûts globaux du pont en maçonnerie et de la solution alternative béton sur l'ensemble du cycle de vie avec deux scénarii à 100 ans – destruction (1) et conservation du pont (2), et deux taux d'actualisation – $t = 0\%$ (a) et $t = 2\%$ (b).	108
4.11	Répartition géographique de la destination des financements en fonction des structures (a) et de la qualification de l'argent investi dans les travaux (b).	110

Liste des tableaux

1.1	Caractéristiques physiques et géométriques du mur et du remblai.	24
1.2	Bilan de la campagne expérimentale sur murs de soutènement en pierre sèche. . .	28
2.1	Fourchette de valeurs pour les dimensions des composants de la maçonnerie des voûtes du métro parisien.	41
2.2	Propriétés du mortier, de la brique et de l'argile de remplissage pour la modélisation des essais de Krajewski et Hojdys (2015).	44
2.3	Caractéristiques mécaniques de la pierre des tunnels du métro parisien obtenues expérimentalement.	51
2.4	Caractéristiques mécaniques du mortier des tunnels du métro parisien obtenues expérimentalement.	52
2.5	Caractéristiques mécaniques du béton des tunnels du métro parisien obtenues expérimentalement.	54
2.6	Propriétés des matériaux retenues dans la modélisation de la station Marie d'Ivry.	57
2.7	Comparaison des convergences dans la station Mairie d'Ivry obtenues par le calcul et les mesures (en mm).	58
3.1	Caractéristiques géométriques et physiques des essais sur maquettes de barrages.	66
3.2	Plan d'expérience de la campagne 3D à échelle réduite.	83
3.3	Bilan de la campagne expérimentale 3D sur murs de soutènement en pierre sèche.	87
4.1	Données principales de la construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste et du mur de soutènement en pierre sèche de Felletin.	101

Bibliographie

- V. Acary. *Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés*. Thèse de Doctorat, Université Aix-Marseille II, 2001.
- Ademe. Déchets : Chiffres clés. Rapport annuel, Ademe, 2016.
- AFGC. Page d'accueil DIOGEN. URL <http://www.diogen.fr/>.
- Afnor. Méthode d'essai pour pierres naturelles. détermination du module d'élasticité statique. NF EN 14580, Afnor, Saint-Denis, France, 2005.
- Afnor. Management environnemental – analyse du cycle de vie – principes et cadre. NF EN ISO 14040, Afnor, Saint-Denis, France, 2006a.
- Afnor. Management environnemental – analyse du cycle de vie – exigences et lignes directrices. NF EN ISO 14044, Afnor, Saint-Denis, France, 2006b.
- Afnor. Détermination du module sécant d'élasticité en compression. NF EN 12390-13, Afnor, Saint-Denis, France, 2014a.
- Afnor. Contribution des ouvrages de construction au développement durable – déclarations environnementales sur les produits – règles régissant les catégories de produits de construction. NF EN 15804, Afnor, Saint-Denis, France, 2014b.
- Afnor. Contribution des ouvrages de construction au développement durable – évaluation de la contribution des bâtiments et des ouvrages de génie civil au développement durable – partie 5 : Cadre pour l'évaluation de la performance de la contribution des ouvrages de génie civil au développement durable. PR NF EN 15643-5, Afnor, Saint-Denis, France, 2016.
- Afnor. Bâtiments et biens immobiliers construits – prévision de la durée de vie – partie 5 : Approche en coût global. ISO 15686-5, Afnor, Saint-Denis, France, 2017.
- Z. P. Bazant et P. A. Pfeiffer. Shear fracture tests of concrete. *Materials and Structures*, 19(2), p. 111–121, 1986.
- A. Bekaert et S. Maghous. Three-dimensional yield strength properties of jointed rock mass as a homogenized medium. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 1(1), p. 1–24, 1996.
- L. Biette. *Les chemins de fer urbains parisiens : historique–modalités de la concession, construction de l'infrastructure*. J.-B. Baillièrre et fils, Paris, 1928.
- J. Bleyer. *Méthode numérique pour le calcul à la rupture des structures de génie civil*. Thèse de Doctorat, ENPC, 2015.

- L. Bouhaya, R. Le Roy et A. Feraille-Fresnet. Simplified environmental study on innovative bridge structure. *Environmental Science and Technology*, 43(6), p. 2066–2071, 2009.
- C. Boulay et A. Colson. Un extensomètre à béton éliminant l’influence des déformations transversales sur la mesure des déformations longitudinales. *Matériaux et construction*, 14(1), p. 35–38, 1981.
- M. D. Bovea et J. C. Powell. Developments in life cycle assessment applied to evaluate the environmental performance of construction and demolition wastes. *Waste Management*, 20, p. 151–172, 2016.
- R. Brière. *Etude ACV des chantiers de démolition en vue de la préservation des ressources : focus sur les procédés de transport et de décharge*. Thèse de Doctorat, Université Paris-Est, 2016.
- R. Brière, A.-S. Colas, G. Habert et Y. Tardivel. Le pont de chaldecoste. un pont vers un développement économique et durable en lozère. Rapport interne, Ifsttar-Sétra, 2012.
- J. Burgoyne. Revetments or retaining walls. *Corps of Royal Engineering Papers*, 3, p. 154–159, 1853.
- C. Calderini et S. Lagomarsino. A micromechanical inelastic model for historical masonry. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(4), p. 453–479, 2006.
- CAPEB. *Guide des bonnes pratiques de construction de murs de soutènement en pierre sèche*. CAPEB, Paris, 2008.
- B. Chetouane, F. Dubois, M. Vinches et C. Bohatier. NSCD discrete element method for modeling masonry structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 64(1), p. 65–94, 2005.
- CimBéton. Analyse du cycle de vie d’un pont en béton. Collection technique Cimbéton, CimBéton, 2010.
- M. Claxton, R. A. Hart, P. F. McCombie et P. J. Walker. Rigid block distinct-element modeling of dry-stone retaining walls in plane strain. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(3), p. 381–389, 2005.
- A.-S. Colas. *Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1*. Thèse de Doctorat, École Centrale de Lyon–ENTPE, 2009.
- A.-S. Colas, J.-C. Morel et D. Garnier. Yield design of dry-stone masonry retaining structures—comparisons with analytical, numerical, and experimental data. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(14), p. 1817–1832, 2008.
- A.-S. Colas, J.-C. Morel et D. Garnier. Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability. *Engineering Structures*, 32(5), p. 1215–1222, 2010a.
- A.-S. Colas, J.-C. Morel et D. Garnier. 2D modelling of a dry joint masonry wall retaining a pulverulent backfill. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(12), p. 1237–1249, 2010b.
- A.-S. Colas, D. Garnier et J.-C. Morel. Yield design modelling of dry joint retaining structures. *Construction and Building Materials*, 41, p. 912–917, 2013a.

- A.-S. Colas, J.-C. Morel et D. Garnier. Assessing the two-dimensional behaviour of drystone retaining walls by full-scale experiments and yield design simulation. *Géotechnique*, 63(2), p. 107–117, 2013b.
- A.-S. Colas, J.-C. Morel et D. Garnier. Upper-bound solution for the stability of stone-facing embankments. *Materials and Structures*, 49, p. 4279–4289, 2016.
- C. A. Coulomb. *Sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes relatifs à l'architecture*. Mémoire, Académie Royale des Sciences, 1773.
- L. Davenne, C. Saouridis et J.-M. Piau. Un code de calcul pour la prévision du comportement de structures endommageables en béton, en béton armé ou en béton de fibres. *Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics*, 478, p. 137–156, 1989.
- P. de Buhan. *Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sols renforcés*. Thèse d'état, Université Paris VI, 1986.
- P. de Buhan et G. de Felice. A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 45(7), p. 1085–1104, 1997.
- R. Deluzarche. *Modélisation discrète des enrochements – Application aux barrages*. Thèse de Doctorat, École Centrale de Lyon, 2004.
- J. Desrues. *La localisation de la déformation dans les matériaux granulaires*. Thèse de Doctorat, USMG & INPG, 1984.
- J. Fréard. *Analyse de la stabilité des massifs rocheux fracturés par une méthode d'homogénéisation*. Thèse de Doctorat, ENPC, 2000.
- R. Frischknecht, N. Jungbluth, H. J. Althaus, G. Doka, R. Dones, R. Hirschier, S. Hellweg, S. Humbert, M. Margni, T. Nemecek et M. Spielmann. Implementation of life cycle impact assessment methods : Data v2.0. Ecoinvent report no 3, Swiss centre for Life Cycle Inventories, 2007.
- D. Garnier. *Analyse par la théorie du calcul à la rupture des facteurs de réduction de la capacité portante de fondations superficielles*. Thèse de Doctorat, ENPC, 1995.
- B. Godart, M. Tiveron et D. Duval. Modélisation de la cathédrale de Strasbourg à l'aide du code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC. *BLPC*, 206, p. 41–62, 1996.
- M. Gueguin. *Approche par une méthode d'homogénéisation du comportement des ouvrages en sols renforcés par colonnes ou tranchées*. Thèse de Doctorat, ENPC, 2014.
- J. Hammervold, M. Reenaas et H. Brattebø. Environmental life cycle assessment of bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 18(2), p. 153–161, 2013.
- R. M. Harkness, W. Powrie, X. Zhang, K. C. Brady et M. P. O'Reilly. Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls. *Géotechnique*, 50(2), p. 165–179, 2000.
- R. Hill. Elastic properties of reinforced solids : Some theoretical principles. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 11(5), p. 357–372, 1963.
- A. Hillerborg, M. Modéer et P.-E. Petersson. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite element. *Cement and concrete research*, 6(6), p. 773–781, 1976.

- JSCE. Shear strength test method for steel fiber reinforced concrete. JSCE-G 553, JSCE, Japon, 1983.
- P. Krajewski et L. Hojdys. Experimental studies on buried barrel vaults. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(7), p. 834–843, 2015.
- C. La Borderie. *Stratégies et modèles de calculs pour les structures en béton*. HDR, Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2003.
- H. H. Le. *Stabilité des murs de soutènement routiers en pierre sèche : modélisation 3D par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1*. Thèse de Doctorat, ENTPE, 2013.
- H. H. Le, D. Garnier, A.-S. Colas, B. Terrade et J.-C. Morel. 3D homogenised strength criterion for masonry : Application to drystone retaining walls. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 95, p. 239–253, 2016.
- A. Le Bras. Désordres dans un ouvrage voûte de grande ouverture. démarche suivie pour l'établissement du diagnostic, techniques utilisées pour le renforcement. *Tunnels et ouvrages souterrains*, 113, p. 229–303, 1992.
- P. Le Hir. L'homme a fait entrer la Terre dans une nouvelle époque géologique. *Le Monde*, 2015.
- J. Lemaître. *A course on damage mechanics*. Springer-Verlag, Berlin, 1992.
- J. Lemos. Discrete element modelling of historical structures. Dans *International Conference on New Technologies in Structural Engineering*, p. 1099–1106, Lisbonne (Portugal), 1997.
- J. Lopez, S. Oller, E. Oñate et J. Lubliner. A homogeneous constitutive model for masonry. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 46(10), p. 1651–1671, 1999.
- H. R. Lotfi et P. B. Shing. An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis. *Computers & Structures*, 41(3), p. 413–425, 1991.
- H. R. Lotfi et P. B. Shing. Interface model applied to fracture of masonry structures. *Journal of structural engineering*, 120(1), p. 63–80, 1994.
- P. B. Lourenço, R. De Borst, et J. G. Rots. A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 40(21), p. 4033–4057, 1997.
- R. Luciano et E. Sacco. Homogenization technique and damage model for old masonry material. *International Journal of Solids and Structures*, 34(24), p. 3191–3208, 1997.
- J. Lysmer. Limit analysis of plane problems in soil mechanics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, 96, p. 1311–1334, 1970.
- A. Makrodimopoulos. Remarks on some properties of conic yield restrictions in limit analysis. *International journal for numerical methods in biomedical engineering*, 26(11), p. 1449–1461, 2010.
- J. Mazars. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Thèse d'état, Université Paris VI, 1984.

- J. Mazars. A description of micro- and macroscale damage of concrete structures. *Engineering Fracture Mechanics*, 25, p. 729–737, 1986.
- F. Mola et R. Vitaliani. Analysis, diagnosis and preservation of ancient monuments : the St Mark’s Basilica in Venice. Dans *1st International Seminar on Structural Analysis of Historical Construction*, Barcelone (Espagne), 8–10 November 1997.
- O. Moreno Regan. *Étude du comportement des tunnels en maçonnerie du métro parisien*. Thèse de Doctorat, Université Paris-Est, 2016.
- O. Moreno Regan, E. Bourgeois, A.-S. Colas, P. Chatellier, A. Desbordes et J.-F. Douroux. Application of a coupled homogenization-damage model to masonry tunnel vaults. *Computers and Geotechnics*, 83, p. 132–141, 2017a.
- O. Moreno Regan, E. Bourgeois, A.-S. Colas, P. Chatellier, A. Desbordes et J.-F. Douroux. Modelling the effects of nearby construction works on an existing masonry vaulted tunnel of the paris metro. *Under review*, 2017b.
- O. Moreno Regan, A.-S. Colas, E. Bourgeois, P. Chatellier, A. Desbordes et J.-F. Douroux. Experimental characterization of the constitutive materials of an old masonry vaulted tunnel of the Paris subway system. *Under review*, 2017c.
- C. Mundell. *Large Scale Testing of Drystone Retaining Structures*. Thèse de Doctorat, University of Bath, 2009.
- E. Oñate, A. Hanganu, A. Barbat, S. Oller, R. Vitaliani, A. Saetta et R. Scotta. Structural analysis and durability assessment of historical construction using a finite element damage model. Dans *Structural Analysis of Historical Construction*, p. 189–224, 1997.
- J. Oliver, M. Cervera, S. Oller et J. Lubliner. Isotropic damage model and smeared crack analysis of concrete. Dans *2th international conference on computer aided, analysis and design of concrete structures*, 1990.
- A. W. Page. Finite element model for masonry. *A.S.C.E Journal of Structural Division*, 104(8), p. 1267–1285, 1978.
- M. Panet. *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses de l’ENPC, Paris, 1995.
- J. Pastor. *Application de la théorie de l’analyse limite aux milieux isotropes et orthotropes de révolution*. Thèse d’état, INP Grenoble, 1983.
- B. Peuportier (dir.). *Eco-conception des ensembles bâtis et des infrastructures*. Presses des Mines, 2013.
- W. Powrie, R. M. Harkness, X. Zhang et D. I. Bush. Deformation and failure modes of drystone retaining walls. *Géotechnique*, 52(6), p. 435–446, 2002.
- H. Reinhardt et S. Xu. A practical testing approach to determine mode II fracture energy G_{IIF} for concrete. *International Journal of Fracture*, 105(2), p. 107–125, 2000.
- P. Roca. Studies of Gaudi’s cripta de la colonia Güell. Dans *2nd International Conference on Structural analysis of historical constructions*, p. 377–393, Barcelone (Espagne), 4–6 Novembre 1998.

- P. Roca, M. Cervera, G. Gariup et L. Pelà. Structural analysis of masonry historical constructions. classical and advanced approaches. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3), p. 299–325, 2010.
- K. Sab. Yield design of thin periodic plates by a homogenization technique and an application to masonry walls. *Comptes Rendus Mécanique*, 331(9), p. 641–646, 2003.
- J. Salençon. *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l’ENPC, Paris, 1983.
- G. Schneebeili. Une mécanique pour les terres sans cohésion. *Compte rendus des séances de l’Académie des Sciences*, 243, p. 2647–2673, 1956.
- Sétra. IQOA MURS – Murs de soutènement. Guide méthodologique, Sétra, 2005.
- Sétra. IQOA MURS – Campagne d’évaluation 2010. Dossier national, Sétra, 2011.
- B. Shieh-Beygi et S. Pietruszczak. Numerical analysis of structural masonry : mesoscale approach. *Computers & Structures*, 86(21-22), p. 1958–1973, 2008.
- S. W. Sloan. Upper bound limit analysis using finite elements and linear programming. *International Journal for Numerical Methods and Analytical Methods in Geomechanics*, 13(3), p. 263–282, 1989.
- Strres. Guide Fabem 6 V2 – Réparation et renforcement des maçonneries. Dossier national, Strres, 2016.
- K. Takeya. Analyse économique et environnementale du cycle de vie des ouvrages. application aux ponts mixtes et aux ponts en maçonnerie. Stage de 2^e année d’école d’ingénieur, ENPC, 2012.
- B. Terrade. Étude des murs de soutènement en maçonnerie de pierres jointoyées. Master, ENTPE, 2014.
- B. Terrade. *Évaluation structurale des murs de soutènement en maçonnerie*. Thèse de Doctorat, Université Paris Est, 2017.
- B. Terrade, A.-S. Colas et D. Garnier. Upper bound limit analysis of masonry retaining walls using PIV velocity fields. *Meccanica*, accepté, 2017.
- T. H. Tran. *Analyse et modélisation du vieillissement des barrages en enrochement par une approche micro-mécanique*. Thèse de Doctorat, École Centrale de Lyon, 2006.
- S. Turgeman. *Contribution au calcul des charges limites en milieux isotropes et orthotropes de révolution par une approche cinématique numérique*. Thèse d’état, INP Grenoble, 1983.
- J. Vennemann. Page d’accueil JPIV. URL <http://www.jpiv.vennemann-online.de/>.
- B. Villemus. *Étude des murs de soutènement en maçonnerie de pierres sèches*. Thèse de Doctorat, ENTPE–INSA de Lyon, 2004.
- B. Villemus, J.-C. Morel et C. Boutin. Experimental assessment of dry stone retaining wall stability on a rigid foundation. *Engineering Structures*, 29(9), p. 2124–2132, 2007.
- P. Walker, P. McCombie et M. Claxton. Plane strain numerical model for drystone retaining walls. *Geotechnical Engineering*, 160(2), p. 97–103, 2007.

- H. Wilson-Jones. *Ouvrages renforcés par des géosynthétiques dans un modèle analogique plan*. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 1992.
- A. Zucchini et P. B. Lourenço. A micro-mechanical model for the homogenisation of masonry. *International Journal of Solids and Structures*, 39(12), p. 3233–3255, 2002.
- A. Zucchini et P. B. Lourenço. A coupled homogenisation-damage model for masonry cracking. *Computers and Structures*, 82(11-12), p. 917–929, 2004.
- A. Zucchini et P. B. Lourenço. Mechanics of masonry in compression : results from a homogenisation approach. *Computers and Structures*, 85(3-4), p. 193–204, 2007.
- A. Zucchini et P. B. Lourenço. A micro-mechanical homogenisation model for masonry : application to shear walls. *International Journal of Solids and Structures*, 46(3-4), p. 871–886, 2009.

Annexe A

Curriculum vitæ détaillé

Expérience professionnelle

Depuis 2012 **Ingénieure-Chercheuse à l’Ifsttar**

Marne-la-Vallée

Département Matériaux et Structures | Laboratoire Sécurité et Durabilité des Ouvrages d’Art

- Développement de modèles analytiques et numériques en calcul à la rupture et en éléments finis sur l’homogénéisation, l’évaluation structurale et l’endommagement des structures en maçonnerie du génie civil.
- Expérimentations en laboratoire et *in situ* sur matériaux et structures en maçonnerie.
- Analyses de cycle de vie des ouvrages en maçonnerie.
- Encadrements de doctorants et de stagiaires. Enseignements à l’ENTPE, l’ESTP, l’ENSTA, l’UPMC. Formations sur la prescription de la pierre sèche pour la FFPPS.
- Membre du comité d’organisation et du comité scientifique et technique des Journées nationales maçonnerie 2016 et 2018. Coordination de la 1^{re} édition. Animation du réseau JNM.
- Coordination de l’étude d’opportunité du projet national Dolmen – « Développement d’outils et de logiciels pour la maçonnerie existante et neuve ».
- Pilotage du groupe de travail AFGC « Évaluation structurale et conception de réparations des ouvrages d’art en maçonnerie ».
- Participation à des groupes de travail et projets de recherche : révision du fascicule 64 du CCTG, règles professionnelles de la construction en pierre sèche, analyse de risque des ouvrages en maçonnerie, projet RGPU C2D2 PEDRA, groupement d’intérêt scientifique MaGIS, opération de recherche Ifsttar-Cerema « Maîtrise du cycle de vie ».
- Qualification *Chercheuse confirmée* du comité CESAAR en 2017.
- Qualification *Spécialiste* du comité de domaine *Ouvrages d’art* en 2017.
- Responsable web et communication du laboratoire.

- 2009-2011 **Chargée d'études au Sétra** Bagneux
 Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art | Division des Grands Ouvrages et de l'Innovation
- Pilotage du groupe de travail Sétra « Application de la théorie de la fiabilité à l'évaluation des ouvrages d'art ». Coordination du rapport d'études.
 - Réalisation des études sur l'effet des charges de trafic sur les ouvrages d'art. Rédaction des rapports d'études.
 - Pilotage du groupe de travail Sétra sur l'outil « Sisroute ».
 - Participation à l'AMO et à l'analyse de cycle de vie de la construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste (48). Intégration au projet RGCUC2D2 PEDRA.
 - Enseignements à l'ENTPE, l'ESTP.
- 2005-2009 **Doctorante à l'ENTPE** Vaulx-en-Velin
 Département Génie Civil et Bâtiment | Laboratoire GéoMatériaux
- Développement d'un modèle analytique en calcul à la rupture sur l'homogénéisation et la stabilité des murs en pierre sèche.
 - Expérimentations échelle réduite et échelle 1 sur murs en pierre sèche.
 - Coordination de la rédaction du guide de bonnes pratiques de la construction en pierre sèche.
 - Enseignements à l'ENTPE, l'ENSAL.
 - Représentante des doctorants du laboratoire.

Formation

- 2005-2009 **Doctorat en Génie Mécanique de l'ECL-ENTPE** Lyon
 Sujet : *Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1.*
 Thèse de l'Université de Lyon financée par le Ministère de l'Équipement. Préparée au laboratoire géomatériaux de l'ENTPE. Encadrée par C-H. Lamarque, J-C. Morel et D. Garnier.
- 2004-2005 **Master en Génie Mécanique de l'ECL** Lyon
 Sujet : *Détection des orbites homoclines dans les systèmes non-linéaires tridimensionnels.*
 Préparé au laboratoire géomatériaux de l'ENTPE. Encadré par J-M. Malasoma.
- 2002-2005 **École d'ingénieur de l'ENTPE** Vaulx-en-Velin
 Voie d'approfondissement Génie Civil/Méthodes scientifiques avancées.
- 2000-2002 **CPGE au Lycée Montaigne** Bordeaux
 MPSI-MP

Compétences

Langues : Anglais C1, Russe, Espagnol A2.

Logiciels : Microsoft Office, L^AT_EX, Matlab, Maple, RDM6, Gimp, Simapro.

Divers : Permis B

Enseignement

Depuis 2015	Matériaux pour les centrales nucléaires TP, niveau M2, 8 h.	ENSTA
2014-2015	Calcul des structures du génie civil Cours, niveau L3, 6 h.	UPMC-Paris VI
2014	Évaluation des murs de soutènement en maçonnerie Conférence invitée, niveau M2, 2h.	ENS Cachan
Depuis 2013	Formation prescripteurs pierre sèche Formation continue, 8 h.	FFPPS
Depuis 2010	Résistance des matériaux Cours, niveau L2, 24 h.	ESTP
Depuis 2009	Analyse limite et calcul à la rupture TD, niveau M2, 15 h.	ENTPE
Depuis 2009	Résistance des matériaux TD, niveau M1, 12 h.	ESTP
2007-2008	Logiciel de traitement de texte L^AT_EX Formation continue, 9 h.	ENTPE
2007-2008	Mathématiques TD, niveau L2, 20 h.	ENSAL
2006-2009	Démarche expérimentale en génie civil TP, niveau M1, 20 h.	ENTPE
2006-2009	Calcul scientifique Cours, niveau L3, 30 h.	ENTPE

Encadrement

Thèses

2014-2017	Benjamin Terrade Sujet : <i>Évaluation structurale des murs de soutènement en maçonnerie.</i> Thèse Ministère de l'Environnement, Université Paris-Est. Co-encadrée (75 %) avec P. de Buhan, J-C. Morel, D. Garnier.
2013-2016	Omar Moreno Regan Sujet : <i>Étude du comportement des tunnels en maçonnerie du métro parisien.</i> Thèse CIFRE RATP-Ifsttar, Université Paris-Est. Co-encadrée (45 %) avec P. Chatellier, E. Bourgeois, A. Desbordes et J-F. Douroux.

Collaboration sur la thèse de Hong Hanh Le (2013). *Stabilité des murs de soutènement routiers en pierre sèche : modélisation 3D par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1.* Thèse ENTPE, encadrée par J-C. Morel et D. Garnier.

Masters et stages d'écoles d'ingénieur

C. Plut. *Dimensionnement des murs de soutènement en maçonnerie de pierre : Campagne expérimentale en vue de la validation d'un modèle de calcul.* Co-encadrée (20 %) avec B.

- Terrade et D. Garnier. Stage de 2^e année, ENTPE, 2016.
- B. Terrade. *Étude des murs de soutènement en maçonnerie de pierres jointoyées*. Co-encadré (80 %) avec D. Garnier. Master en Génie Civil, ENTPE, 2014.
- E. Riahi. *Modélisation numérique et évaluation de la sécurité des voûtes de tunnel*. Co-encadré (40 %) avec E. Bourgeois et P. Chatellier. Master en Génie Civil, Université de Limoges, 2012.
- K. Takeya. *Analyse économique et environnementale du cycle de vie des ouvrages. Application aux ponts mixtes et aux ponts en maçonnerie*. Co-encadré (20 %) avec A. Orcesi. Stage de 2^e année d'école d'ingénieur, ENPC, 2012.
- G. Varlet. *Expertise sur un projet de construction de pont en maçonnerie en Lozère*. Co-encadré (80 %) avec Y. Tardivel. Stage de 2^e année d'école d'ingénieur, ENTPE, 2011.
- V. Valdenaire. *Expérimentation sur des murs de soutènement en pierres sèches à l'échelle 1 jusqu'à la rupture*. Co-encadré (60 %) avec J-C. Morel. Master Recherche en Génie Civil, ENTPE, 2008.
- J. Bonal. *Stabilité des murs de soutènement en pierres sèches*. Co-encadré (60 %) avec J-C. Morel. Master Recherche en Génie Civil, ENTPE, 2007.

Projets d'écoles d'ingénieur

- A. Labourdette, P. Marchand. *Bilan environnemental par Analyse du Cycle de Vie d'un pont en pierre*. Co-encadré avec A. Feraille et Y. Tardivel. Projet d'études ENPC, 2013.
- C. Bailly, M. Crinière, K. Penkala, P. Rose, D. Rostan. *Un pont sur la commune de Chaldecoste*. Co-encadré avec E. Vincens et Y. Tardivel. Projet d'études ECL, 2011.

Jury

- A. Holur Narayanaswamy. *Mechanical testing procedure for local building materials : Rammed earth and laterite building stones*. Thèse de l'ENTPE, 2016. Examinatrice.
- M. Herradi. *Modélisation du comportement d'un pont en pierre faiblement maçonné par une approche aux éléments discrets*. Travail de fin d'études, ENTPE, 2011. Experte.
- Reviewer pour *International Journal of Solids and Structures*, *Materials and Structures*, *European Journal of Environmental and Civil Engineering* et pour les conférences *CIGOS 2015*, *JNM 2016*, *Eurofuge 2016*.

Publications

Articles dans des revues à comité de lecture

- B. Terrade, A-S. Colas, D. Garnier. Upper bound limit analysis of masonry retaining walls using PIV velocity fields. *Meccanica*, 2017. DOI :10.1007/s11012-017-0673-6. Impact factor 2016 : 2,196.
- O. Moreno Regan, E. Bourgeois, A-S. Colas, P. Chatellier, A. Desbordes, J-F. Douroux. Application of a coupled homogenization-damage model to masonry tunnel vaults. *Computers and Geotechnics*, 83, p. 132–141, 2017. Impact factor 2016 : 2,358.
- H.H. Le, D. Garnier, A-S. Colas, B. Terrade, J-C. Morel. 3D homogenised strength criterion for masonry : Application to drystone retaining walls. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 95, p. 239–253, 2016. Impact factor 2016 : 4,255.

- A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Upper-bound solution for the stability of stone-facing embankments. *Materials and Structures*, 49(10), p. 4279–4289, 2016. Impact factor 2016 : 2,607.
- A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Assessing dry-stone retaining wall 2D behaviour by full-scale experiments and yield design simulation. *Géotechnique*, 63(2), p. 107–117, 2013. Impact factor 2016 : 2,395.
- A-S. Colas, D. Garnier, J-C. Morel. Yield design modelling of dry joint retaining structures. *Construction and Building Materials*, 41, p. 912–917, 2013. Impact factor 2016 : 3,169.
- A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability. *Engineering Structures*, 32(5), p. 1215–1222, 2010. Impact factor 2016 : 2,258.
- A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. 2D modelling of a dry joint masonry wall retaining a pulverulent backfill. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(12), p. 1237–1249, 2010. Impact factor 2016 : 2,343.
- A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Yield design of dry-stone masonry retaining structures—Comparisons with analytical, numerical, and experimental data. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(14), p. 1817–1832, 2008. Impact factor 2016 : 2,343.

Articles soumis

- O. Moreno Regan, A-S. Colas, E. Bourgeois, P. Chatellier, A. Desbordes, J-F. Douroux. Experimental characterization of the constitutive materials of an old masonry vaulted tunnel of the Paris subway system, *version révisée soumise*.
- O. Moreno Regan, E. Bourgeois, A-S. Colas, P. Chatellier, A. Desbordes, J-F. Douroux. Modelling the effects of nearby construction works on an existing masonry vaulted tunnel of the Paris metro, *version révisée soumise*.

Articles en préparation

- H.H. Le, J-C. Morel, A-S. Colas, B. Terrade, D. Garnier. Assessing the three-dimensional behaviour of drystone retaining walls by full-scale experiments, *en préparation*.

Communications dans des congrès internationaux

- B. Terrade, A-S. Colas, D. Garnier. Assessing and repairing masonry retaining structures by yield design analysis and experimental modelling. *10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, Louvain, Belgique, 13-15 septembre 2016.
- A-S. Colas, D. Garnier, J-C. Morel, T. Ciblac, C. O’Neill. Cross curves of stability for drystone retaining wall design. *16th International Brick and Block Masonry Conference*, Padoue, Italie, 26-30 juin 2016.
- A-S. Colas, D. Garnier, G. Habert, Y. Tardivel, J-C. Morel. Advances on structural, environmental and economical analysis of dry-stone retaining walls. *9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, Mexico, Mexique, 14-17 octobre 2014.
- O. Moreno Regan, E. Bourgeois, A-S. Colas, P. Chatellier, A. Desbordes, J-F. Douroux. Numerical modelling of the old masonry tunnels of the Paris subway system. *9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, Mexico, Mexique, 14-17 octobre 2014.

- A-S. Colas, R. Brière, A. Feraille, G. Habert, Y. Tardivel. Holistic approach of a new masonry arch bridge on a Cevennes road. *10th International Masonry Conference*, Guimarães, Portugal, 7-9 juillet 2014.
- C. Cremona, B. Poulin, A-S. Colas, J. Michel, C. Marcotte, B. Vion, A. Orcesi, R. Sadone. Calibration of partial safety factors for the assessment of existing bridges, *IABSE Conference*, Rotterdam, Pays-Bas, 6-8 mai 2013.
- A. Marcom, L. Floissac, A-S. Colas, Q.B. Bui, J-C. Morel. How to assess the sustainability of building construction processes. *5th Urban Research Symposium*, Marseille, France, 28-30 juin 2009.
- A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Yield design modelling of dry joint masonry retaining structures. *8th International Seminar on Structural Masonry*, Istanbul, Turquie, 5-7 novembre 2008, p. 251–257.
- A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Yield design modelling of dry-stone retaining walls. *10th International Conference on Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture*, Prague, République Tchèque, 4-6 juillet 2007, p. 449–457.
- A-S. Colas, J-C. Morel. An overview of dry-stone masonry modelling. *10th International Dry-stone Walling Congress*, Montalbán, Espagne, 22-24 Septembre 2006.

Articles dans des revues technico-professionnelles

- Un pont en pierre du XXI^e siècle fait école. Interview du *Moniteur* n°5689, pp. 44-45, 2012.
- A-S. Colas, J. Michel. Évaluation structurale des ouvrages existants par approche fiabiliste. *Bulletin Ouvrages d'Art* n°57, pp. 14-21, 2012.

Communications dans des congrès nationaux

- Présentations aux *Journées Ouvrages d'Art* de Lille 2010, Marseille 2011, Sourdun 2012, Nantes 2015 et Bordeaux 2016.
- Présentations aux *Rencontres régionales de la pierre sèche* de Felletin 2012, Joinville 2013, Davayé 2014, Pioggiola 2015, Le-Puy-en-Velay 2015 et Ungersheim 2016.
- Présentations aux journées de restitution du projet RGCU *PEDRA* et des opérations de recherche Ifsttar-Cerema 11R082 et APOS-MCV.
- A-S. Colas. Évaluation des murs de soutènement en maçonnerie. *Débat AFGC*, Paris, 2016.
- A-S. Colas. Étude du comportement des tunnels en maçonnerie du métro parisien. *Club Ouvrages d'Art Île de France*, Paris, 2016.
- Y. Tardivel, A-S. Colas. Réalisation d'un mur de soutènement routier en pierres de granit issues de la déconstruction de bâtiments d'habitation à Felletin. *Journées techniques AFGC*, Cachan, 2015.
- O. Moreno Regan, J-F. Douroux, A. Desbordes, E. Bourgeois, A-S. Colas. Modélisation numérique des anciens tunnels en maçonnerie du métro parisien. *AFTES*, Lyon, 2014.
- A-S. Colas. De l'ACV environnementale au développement durable : exemple de la construction du pont de Chaldecoste. *Journées COTITA Ouest*, Rennes, 2013.
- J-C. Morel, A-S. Colas. Stabilité mécanique des murs de soutènement en maçonnerie de pierre sèche. *Laboratoire Lagrange*, Lyon, France, 2008.

Mémoire

A-S. Colas. *Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : Modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1*. Thèse de doctorat, École Centrale Lyon-ENTPE, 2009.

Rapports

R. Brière, A-S. Colas, G. Habert, Y. Tardivel. *Le pont de Chaldecoste. Un pont vers un développement économique et durable en Lozère*. Rapport d'études interne, Ifsttar-Cerema, 2012.

Sétra. *Théorie de la fiabilité–Application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art*. Rapport d'études, Sétra, Bagnaux (France), 2012. Rédaction de la partie 1 et coordination.

Sétra. *Étude de l'effet de l'évolution des charges de trafic sur les ouvrages d'art. Effet de l'introduction des véhicules de 60 t*. Rapport d'études interne, Sétra, 2011.

Sétra. *Calibration des charges de trafic de l'EN 1991-2*. Rapport d'études interne, Sétra, 2011.

Ouvrages ou chapitres d'ouvrages

CAPEB (collège de 30 auteurs). *Guide de bonnes pratiques de construction de murs de soutènement en pierre sèche*. ENTPE, Vaulx-en-Velin (France), 2008. Rédaction du chapitre 2 et réécriture finale.

Annexe B

Articles

- [1] B. Terrade, A-S. Colas, D. Garnier. Upper bound limit analysis of masonry retaining walls using PIV velocity fields. *Meccanica*, 2017. DOI :10.1007/s11012-017-0673-6.
- [2] O. Moreno Regan, E. Bourgeois, A-S. Colas, P. Chatellier, A. Desbordes, J-F. Douroux. Application of a coupled homogenization-damage model to masonry tunnel vaults. *Computers and Geotechnics*, 83, p. 132–141, 2017.
- [3] H.H. Le, D. Garnier, A-S. Colas, B. Terrade, J-C. Morel. 3D homogenised strength criterion for masonry : Application to drystone retaining walls. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 95, p. 239–253, 2016.
- [4] A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Upper-bound solution for the stability of stone-facing embankments. *Materials and Structures*, 49(10), p. 4279–4289, 2016.
- [5] A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Assessing dry-stone retaining wall 2D behaviour by full-scale experiments and yield design simulation. *Géotechnique*, 63(2), p. 107–117, 2013.
- [6] A-S. Colas, D. Garnier, J-C. Morel. Yield design modelling of dry joint retaining structures. *Construction and Building Materials*, 41, p. 912–917, 2013.
- [7] A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability. *Engineering Structures*, 32(5), p. 1215–1222, 2010.
- [8] A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. 2D modelling of a dry joint masonry wall retaining a pulverulent backfill. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(12), p. 1237–1249, 2010.
- [9] A-S. Colas, J-C. Morel, D. Garnier. Yield design of dry-stone masonry retaining structures—Comparisons with analytical, numerical, and experimental data. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(14), p. 1817–1832, 2008.

Table des matières

Introduction	7
1 Dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche	11
1.1 Introduction à l'étude des murs en pierre sèche	11
1.2 Théorie du calcul à la rupture	13
1.2.1 Position du problème	13
1.2.2 Approche statique par l'intérieur	13
1.2.3 Approche cinématique par l'extérieur	14
1.3 Critère de résistance de la pierre sèche	15
1.3.1 Position du problème	15
1.3.2 Approche statique	17
1.3.3 Approche cinématique	17
1.4 Dimensionnement par le calcul à la rupture	18
1.4.1 Données du problème	18
1.4.2 Choix des mécanismes de rupture virtuels	20
1.4.3 Détermination de la hauteur de remblai extrême	20
1.5 Modélisation physique	23
1.5.1 Présentation des essais	23
1.5.2 Résultats expérimentaux et comparaison avec le modèle	24
1.6 Expérimentation à l'échelle 1	25
1.6.1 Présentation des essais	25
1.6.2 Résultats expérimentaux	28
1.7 Validation du modèle et champ d'application	30
1.7.1 Validation des hypothèses du modèle	30
1.7.2 Validation quantitative du modèle	32
1.7.3 Application au dimensionnement des murs	33
2 Étude des pathologies : fissuration des tunnels du métro parisien	35
2.1 Introduction aux pathologies des ouvrages en maçonnerie	35
2.2 Loi de comportement de la maçonnerie endommagée	36
2.2.1 Endommagement des matériaux constitutifs	37
2.2.2 Homogénéisation de la maçonnerie	38
2.3 Modélisation par éléments finis	40
2.3.1 Prise en compte de la géométrie de la voûte	41
2.3.2 Implémentation numérique	42
2.3.3 Validation du modèle	44
2.4 Caractérisation des matériaux	46

2.4.1	Présentation des essais	46
2.4.2	Résultats des essais	49
2.5	Application à un cas d'étude et perspectives	53
2.5.1	Présentation du cas d'étude	55
2.5.2	Modélisation de la station	55
2.5.3	Conclusion : application à la surveillance des ouvrages	58
3	Évaluation structurale : capacité portante des barrages et des murs de soutè- nement	61
3.1	Introduction à l'évaluation et la réparation structurales des ouvrages en maçonnerie	61
3.2	Évaluation de la vulnérabilité sismique des barrages	62
3.2.1	Problématique de la vulnérabilité sismique des barrages	62
3.2.2	Évaluation de la stabilité par le calcul à la rupture	63
3.2.3	Expérimentation à l'échelle réduite	65
3.2.4	Application à l'évaluation de la vulnérabilité sismique	68
3.3	Évaluation et réparation structurales sous charges permanentes des murs de sou- tènement	69
3.3.1	Critère de résistance de la maçonnerie	69
3.3.2	Évaluation de la stabilité par le calcul à la rupture	70
3.3.3	Dimensionnement d'une solution de réparation par clouage	72
3.3.4	Modélisation physique	73
3.3.5	Application à l'évaluation structurale sous charges permanentes	76
3.4	Évaluation structurale sous charges d'exploitation des murs de soutènement	77
3.4.1	Critère de résistance 3D de la maçonnerie	77
3.4.2	Évaluation de la stabilité par le calcul à la rupture	78
3.4.3	Modélisation physique	82
3.4.4	Expérimentation à l'échelle 1	86
3.4.5	Application à l'évaluation structurale sous charges d'exploitation	88
3.5	Vers une modélisation numérique	90
3.5.1	Formulation numérique du calcul à la rupture	90
3.5.2	Application à la maçonnerie en déformation plane	92
3.5.3	Perspectives : application à la maçonnerie en 3D	93
4	Vers de nouveaux ouvrages : une approche holistique de la construction neuve	95
4.1	Analyses environnementale, économique et sociale : une approche holistique	95
4.1.1	Présentation des concepts	95
4.1.2	Deux chantiers remarquables	98
4.2	Analyse environnementale de la phase de construction	99
4.2.1	Définition des objectifs et du champ d'étude	99
4.2.2	Inventaire du cycle de vie	100
4.2.3	Évaluation des impacts	101
4.2.4	Interprétation	101
4.2.5	Étude comparative de solutions alternatives en béton	103
4.3	Approche holistique de la vie en œuvre et résilience territoriale	105
4.3.1	Hypothèses sur la vie en œuvre de l'ouvrage	105
4.3.2	Analyse environnementale de la vie en œuvre	105
4.3.3	Analyse des coûts de cycle de vie	107
4.3.4	Analyse de cycle de vie sociale : vers un développement économique territorial	109

4.4	Fin de vie et économie circulaire	110
4.5	Stratégie de prescriptions des ouvrages neufs	112
	Conclusion et perspectives	113
	Liste des figures	117
	Liste des tableaux	121
	Bibliographie	123
A	Curriculum vitæ détaillé	131
B	Articles	139
	Table des matières	141

Résumé

Le terme *maçonnerie* désigne la technique de construction consistant en la pose de blocs, assemblés avec ou sans liant. Les constructions en maçonnerie représentent une part importante du patrimoine bâti, dans le domaine du bâtiment bien sûr, mais aussi dans celui des infrastructures de transport, de l'énergie ou de l'hydraulique. Pourtant, le fonctionnement de ces ouvrages reste assez méconnu, ce qui rend difficile la gestion de l'existant et freine le développement de la construction neuve. Ce mémoire d'habilitation retrace les recherches entreprises pour apporter un éclairage sur le comportement des ouvrages en maçonnerie du génie civil. Les trois premiers chapitres sont consacrés au développement de modèles pour caractériser la performance mécanique de ce type de structures, que ce soit en termes de durabilité, par la méthode des éléments finis, ou de sécurité, en s'appuyant sur la théorie du calcul à la rupture. Le dernier chapitre amorce un virage dans ce travail, en engageant une réflexion sur la performance environnementale des constructions en maçonnerie au regard des exigences d'éco-conception. Ce travail s'achève sur les perspectives à venir dans un domaine en plein renouveau.

Mots-clés : maçonnerie, calcul à la rupture, méthode de éléments finis, homogénéisation, essais de caractérisation des matériaux, expérimentation échelle 1, analyse de cycle de vie.

Abstract

Masonry refers to the technique consisting in fitting blocks together, with or without a mortar. Masonry construction stands for an important part of built heritage, not only in the building sector, but also in transportation, energy or hydraulic infrastructure. However, the behaviour of these structures remains fairly unknown, which makes it difficult to maintain existing heritage, and promote the development of new construction. This habilitation thesis presents the research undertaken to enhance the knowledge of masonry structures in civil engineering. The first three chapters are dedicated to the development of models to characterise the mechanical performance of this type of structure, in terms of durability, using finite element method, or safety, based on yield design theory. The last chapter considers the environmental performance of masonry constructions, meeting eco-design requirements. Further perspectives on this work are given as a conclusion.

Keywords : masonry, yield design, finite element method, homogenisation, experimental characterisation, full-scale field trials, life cycle analysis.