



Modélisation discrète du comportement mécanique des ouvrages maçonnés en pierre. Aspects expérimentaux - Analyse énergétique

Vincent Venzal

► To cite this version:

Vincent Venzal. Modélisation discrète du comportement mécanique des ouvrages maçonnés en pierre. Aspects expérimentaux - Analyse énergétique. Mécanique [physics]. Université de Bordeaux, 2020. Français. NNT : 2020BORD0017 . tel-03003557

HAL Id: tel-03003557

<https://theses.hal.science/tel-03003557>

Submitted on 13 Nov 2020

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.

THÈSE PRÉSENTÉE
POUR OBTENIR LE GRADE DE

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX

École doctorale des Sciences Physiques et de l'Ingénieur
Spécialité "Mécanique"

par
Vincent Venzal

Modélisation discrète du comportement mécanique des ouvrages maçonnés en pierre. Aspects expérimentaux - Analyse énergétique

Sous la direction de : **Stéphane Morel**

Soutenue le 25 Février 2020

Membres du jury :

MONERIE Yann	Professeur	Univ. de Montpellier	Président du jury
FERRIER Emmanuel	Professeur	Univ. Lyon 1	Rapporteur
SACCO Elio	Professeur	Univ. de Naples "Federico II"	Rapporteur
BROCATO Maurizio	Professeur	ENSA Paris-Malaquais	Examineur
COLAS Anne-Sophie	Ingénieur de Recherche	Univ. Gustave Eiffel	Examineur
MOREL Stéphane	Professeur	Univ. de Bordeaux	Directeur de thèse
PARENT Thomas	Maître de Conférences	Univ. de Bordeaux	Co-encadrant
DUBOIS Frédéric	Ingénieur de Recherche	CNRS/Univ. de Montpellier	Co-encadrant
POPINET Alain	Directeur d'agence	AIA Ingénierie Paris	Invité

Titre : Modélisation discrète du comportement mécanique des ouvrages maçonnés en pierre. Aspects expérimentaux - Analyse énergétique

Résumé : Ce projet de recherche vise à développer un code de calcul adapté à l'étude des structures maçonnées, utilisable en bureau d'études. Le code aux éléments discrets LMGC90 est choisi comme moteur de calcul pour sa capacité à décrire le comportement de milieux divisés comme ceux rencontrés en maçonnerie. Un modèle de zone cohésive frictionnelle (noté FCZM) est proposé permettant de décrire l'endommagement progressif et la dissipation d'énergie associés au comportement quasi-fragile et au frottement de l'interface pierre-mortier. Sous sollicitations combinées de traction et cisaillement, le modèle décrit la rupture en Mode mixte I+II de l'interface, tandis que sous sollicitations combinées de compression et cisaillement, un couplage entre les comportements cohésif et frictionnel, basé sur le niveau d'endommagement, conduit à l'expression d'une contrainte de friction croissante associée au comportement adoucissant de l'interface. Sur cette base, les paramètres cohésifs et frictionnels du modèle FCZM sont déterminés par l'intermédiaire d'essais de caractérisation (traction directe et cisaillement) menées sur des assemblages de pierres calcaires jointoyées au mortier de chaux. Une validation du modèle FCZM est proposée à l'échelle d'un mur. Ce dernier est soumis à un essai de rupture en cisaillement sous charge verticale constante. La confrontation des réponses expérimentales et simulées fournit une large base de validation du modèle FCZM. Si la statique de l'essai est bien décrite à partir des valeurs d'entrée du modèle FCZM issues de la caractérisation, la description de la cinématique nécessite quant à elle de recourir à une calibration des propriétés élastiques des blocs et de dégrader les propriétés cohésives des interfaces par l'intermédiaire d'un champ d'endommagement initial uniforme. Sur cette base, l'utilisation de champs d'endommagements non-uniformes permet de capturer les différents enclenchements de mécanismes de rupture constatés expérimentalement en fonction des murs testés.

Mots clefs : Modèle de zone cohésive frictionnelle, Méthode aux éléments discrets, Maçonnerie pierre, Confrontation expérimentation/modélisation

Title : Discrete modelisation of the mechanical behaviour of stones masonries structures. Experimental aspects - Energy analysis

Abstract : This work aims to develop a design code suitable for structural masonry design. Discrete element code LMGC90 is chosen as basis of the design code for its capacity to consider masonry discontinuities. A general frictional cohesive zone model (FCZM) is proposed to describe the progressive damage and the release of energy due to the quasi-brittle behavior of materials and to the friction of the interface stone-mortar. Under combined traction and shear loadings, a mixed-mode response based on pure Mode I and Mode II cohesive behaviors is proposed. Under combined compression and shear loadings, a coupling between Mode II cohesive behavior and frictional behavior based on the damage level is proposed and leads to a progressive rising of the frictional stress associated with the softening part of the cohesive behavior of the interface. On this basis, cohesive and frictional parameters of the FCZM are estimated from two characterization tests (direct tensile and direct shear) carried out on samples of limestone blocks assembled by lime mortar joint. A general validation is proposed at the scale of a masonry wall submitted to a shear fracture test under constant vertical load. The confrontation of experimental and simulated responses provides a large validation basis because all the loading modes considered in FCZM are present in the wall during the shear test. If the static of the experimental responses is well described by the model using the parameters resulting from the characterization tests, the kinematic of the responses needs calibrating the elastic properties of the stone blocks and degrading the cohesive properties of the interfaces through a uniform initial damage field. On this basis, the use of a nonuniform initial damage field allows matching the experimental variability observed in the location and chronology of the fracture mechanisms of tested walls.

Keys words : Frictional cohesive zone model, Discrete element methods, Stone masonry, Confrontation experimentation/modelling

Remerciements

Je tiens à remercier dans un premier temps, l'ensemble des membres du jury qui a œuvré pour juger et apprécier les travaux réalisés pendant cette thèse. Je remercie les professeurs, Elio Sacco et Emmanuel Ferrier, d'avoir accepté de rapporter le manuscrit que vous vous apprêtez à découvrir et d'avoir apporté des remarques pertinentes tant sur les aspects numériques qu'expérimentaux. Je remercie également, Anne-Sophie Colas et Maurizio Brocato, pour leur intérêt porté à cette thèse, en proposant en tant qu'examinateurs, des remarques constructives lors de la soutenance. Enfin, je remercie sincèrement le professeur Yann Monerie d'avoir accepté de présider ce jury. Les points précis et détaillés soulevés lors des questions ont permis d'apporter de nombreuses précisions sur le manuscrit et la soutenance qu'il était important d'évoquer.

Les travaux menés durant cette thèse sont évidemment le reflet de l'excellente collaboration entre les différents encadrants. A commencer par Stéphane Morel qui, de par sa nature têtue mais diablement efficace a su diriger cette thèse pour la mener au-delà des objectifs fixés. Je ne peux que le remercier chaleureusement pour l'investissement dont il a fait preuve durant ces 3 années, me permettant de prendre progressivement la mesure de la rigueur que nécessite des actions de recherche. Il est animé par l'envie irrépressible d'expliquer et de partager. Ce dernier point est un des piliers de notre entente. Le partage du savoir, des informations, mais aussi des craintes nous a permis d'arriver au bout de cette thèse sans trop d'égratignures. Je remercie également Thomas Parent pour la vision différente qu'il a su apporter dans l'encadrement de cette thèse, nous obligeant à faire attention à chaque détail et à ne pas brûler les étapes. Il a su apporter le soutien nécessaire sur les aspects numériques et expérimentaux de ces travaux. Comment évoquer les aspects numériques sans remercier Frédéric Dubois. Au début de cette thèse, un monde nous séparait. Ce monde s'appelle LMGC90. L'ensemble des résultats numériques présenté dans cette thèse n'aurait pas pu voir le jour sans son aide précieuse dans l'apprentissage et l'utilisation des aspects numériques complexes. Je le remercie pour la patience dont il a fait preuve pour conjurer la malédiction des problèmes numériques bordelais. Et pour finir, je remercie chaleureusement Alain Popinet qui a su encadrer cette thèse malgré ses fonctions et son emploi du temps chargé. La passion qui l'anime dans l'étude et la compréhension des ouvrages maçonnés en pierre a été une source d'inspiration continue dans la manière d'appréhender ce système constructif trop méconnu. J'ai appris beaucoup à ses côtés, me permettant d'appréhender les problèmes actuels liés à la construction en pierre massive

porteuse.

Je remercie également le groupe AIA Life Designers de m'avoir fait confiance et d'avoir renouvelé sa confiance dans le laboratoire I2M, pour la réalisation d'une seconde thèse sur l'étude du comportement mécanique de la maçonnerie en pierre. Une thèse représente toujours un investissement parfois difficile à justifier. En ce sens, je remercie une nouvelle fois Alain Popinet et également Laurent Rossez d'avoir porté notre projet commun et su valoriser nos travaux. J'en profite pour remercier l'équipe AIA Ingénierie Bordeaux de m'avoir accueilli et intégré malgré les travaux transverses que je menais. Je remercie plus particulièrement Maxime Le Deuff d'avoir participé à l'encadrement de ces travaux afin de produire les premiers livrables applicables en bureau d'études et d'apporter une vision concrète de l'application de ces livrables au regard du cadre normatif actuel de la construction.

Dès la genèse de ce projet, il était important pour nous de collaborer avec des entreprises investies dans la construction en pierre. Je remercie chaleureusement les entreprises TMH (Restauration du Patrimoine ancien) et CESA (Chaux en Enduits de Saint-Astier) de nous avoir accompagnés dans ce projet, lors des phases de conception et de réalisation des parties expérimentales.

La force de cette thèse est la complémentarité des études numériques et expérimentales. Les essais expérimentaux n'auraient pas pu être menés à bien sans la rigueur et le soin particulier qu'attache I2M à la réalisation des essais. Cette thèse comprend de nombreux essais de caractérisation sur des assemblages composés de quelques blocs mais également des essais de grandes dimensions menés sur des murs maçonnés. La réalisation de ces derniers essais a demandé un travail conséquent et un investissement important de la part de toute l'équipe technique du laboratoire. Je tiens donc à les remercier et à les féliciter du travail accompli. Je suis personnellement fier de ce que nous avons réussi à faire tous ensemble. Je remercie dans un premier temps Olivier Lagardere. Même si mes essais se composent exclusivement de pierres, ce fut un plaisir de partager avec lui autour des différentes problématiques liées au bois. Je tiens à remercier dans un second temps Philippe Taris. Son expertise dans la réalisation des prototypes expérimentaux fut un atout essentiel à la bonne réalisation des différents essais. Les fameuses conditions limites n'auraient pas pu être assurées sans son investissement. Je remercie également Sylvain Mateo pour son support sur tous les aspects électroniques et instrumentaux. Et enfin, je remercie infiniment Bernard Solbes, le responsable du plateau technique du département I2M, sans qui les essais n'auraient pas pu voir le jour. Au delà d'un soutien de tous les instants, j'ai surtout rencontré plus qu'un simple collègue. Les essais des murs ont été une véritable aventure, tant lors du développement que de la réalisation. Il a toujours tout mis en œuvre pour que le planning soit respecté au jour près (même lorsque, bien sûr, plus rien ne fonctionne la veille des essais). On a beaucoup sué ensemble sans jamais abandonner et en essayant de mettre notre énervement de côté pour avancer ensemble dans la galère. Et des galères, croyez moi, on en a rencontrées. Merci pour tout Bernard. J'espère que nos essais en amèneront beaucoup d'autres au laboratoire, en pierre, en bois, en béton, en

terre, en brique,...

Les remerciements se poursuivent avec ceux adressés au laboratoire I2M qui m'a accueilli durant près de 6 ans en me proposant différents stages, qui ont conduit à cette thèse. Ce laboratoire m'a donné envie de faire de la recherche dès le premier jour, dès mes années de licence. Je remercie Denys Breyse et Nadia Saiyouri, les deux directeurs du département GCE que j'ai côtoyés durant cette période. Je remercie également les Maîtres de Conférences, les Professeurs, les Ingénieurs de recherche, avec qui ce fut un plaisir d'échanger sur nos problématiques respectives : Jean-Luc Coureau, Myriam Chaplain, Philippe Galimard, Alain Cointe, Franck Taillandier, Jean-Christophe Mindeguia, Christine Delisee et bien d'autres.

On touche au but mais avant ça je tiens à remercier les différents doctorants et pour certains docteurs aujourd'hui, que j'ai eus l'occasion de côtoyer. L'entraide entre doctorants est un élément essentiel dans la bonne réalisation des différents travaux de recherche d'un laboratoire. L'entente entre les doctorats nous pousse à donner le meilleur de nous-mêmes. Je tiens donc à remercier Marie, Alexandre, Cécile, Antoine, Edouard, Pierre, Cedric et Shuang. J'ai une pensée particulière pour les deux derniers qui sont sûrement dans le dur au moment où j'écris ces lignes. La rédaction est une phase difficile mais enrichissante ! J'ai également une pensée pour Pierre, j'espère que tout se passera bien pour toi.

Je finirai ces remerciements, par des choses plus personnelles. Je remercie mes parents, ma sœur et mon frère qui m'ont toujours fait confiance dans mes choix professionnels et personnels. La thèse a demandé de nombreux sacrifices qu'ils ont acceptés de supporter. Mais maintenant je vais pouvoir aller les voir plus souvent !

Je remercie également un ami de longue date avec qui j'ai traversé les périples du Master. Merci Matthieu pour les nombreux moments de partage (repas, soirées,...) qui m'ont permis de vivre cette thèse plus facilement.

Et enfin, merci à ma compagne depuis maintenant 8 ans. Merci d'avoir relu encore et encore le manuscrit à la recherche de la moindre faute. Merci d'avoir supporté ma charge de travail. Merci d'avoir accepté mes absences. Merci d'être restée durant les moments difficiles. Merci de m'avoir attendu tous les soirs. Merci de m'avoir encouragé dans tout ce que j'ai entrepris. Merci de m'avoir soutenu à chaque étape de cette thèse et avant chaque conférence, chaque réunion, chaque période de stress. Merci de m'avoir permis de m'éclater dans mon boulot.

Je te dédie cet ouvrage.

Sommaire

Table des figures	I
Liste des tableaux	IX
Introduction générale	1
1 Etude bibliographique	7
1.1 Introduction	8
1.2 Comportement mécanique expérimental de la maçonnerie	10
1.2.1 Les constituants de la maçonnerie	10
1.2.2 L'assemblage	16
1.2.3 Comportement mécanique d'un mur maçonné	24
1.3 Modélisation du comportement mécanique des maçonneries	32
1.3.1 Présentation des méthodes de modélisation	32
1.3.2 Stratégies de modélisation en fonction de l'échelle d'étude	37
1.3.3 Avantages et limites de chaque méthode. Choix de la méthode et du	
code de calcul	44
1.4 Conclusion	47
2 Proposition d'un modèle de zone cohésive frictionnelle	49
2.1 Introduction	50
2.2 Description du comportement cohésif de Mode I	51
2.2.1 Approche expérimentale en traction	51
2.2.2 Développement des équations constitutives décrivant le comporte-	
ment cohésif de Mode I	54
2.2.3 Détermination des paramètres cohésifs de Mode I	57
2.3 Comportement mécanique d'une interface lors d'une sollicitation combinée	
de compression et cisaillement	59
2.3.1 Dispositif expérimental en cisaillement sous contrainte normale . . .	59
2.3.2 Distinction des comportements cohésif et frictionnel	61
2.3.3 Développements des équations constitutives du couplage cohésif-frictionnel	64
2.3.4 Identification des paramètres cohésifs de Mode II et frictionnel . . .	68

2.4 Sollicitation combinée de traction et cisaillement : prise en compte du Mode mixte I+II	72
2.5 Conclusion	78
3 Validation du modèle à l'échelle mésoscopique	81
3.1 Introduction	82
3.2 Etude de l'évolution de l'énergie cohésive en Mode mixte I+II	82
3.2.1 Evolution de l'énergie cohésive totale de Mode mixte I+II à ratio de mixité constant	83
3.2.2 Dépendance au chemin de chargement	85
3.2.3 Etude de la dissipation instantanée de l'énergie cohésive en Mode mixte I+II	87
3.3 Etude de la dissipation d'énergie en compression et cisaillement	92
3.3.1 Etude du comportement mécanique du modèle lors d'un essai de cisaillement cyclé sous contrainte normale	93
3.3.2 Dissipation des énergies cohésive et frictionnelle	95
3.4 Essai de cisaillement unilatéral cyclé : réponse expérimentale <i>vs.</i> numérique	98
3.5 Conclusion	100
4 Validation à l'échelle macroscopique du modèle par confrontation des réponses numériques et expérimentales d'un panneau maçonné soumis au cisaillement	103
4.1 Introduction	105
4.2 Description du protocole expérimental	106
4.2.1 Réalisation du mur et protocole de déplacement	106
4.2.2 Conditions aux limites	107
4.2.3 Instrumentation du mur	109
4.3 Résultats expérimentaux de la campagne à l'échelle macroscopique	111
4.3.1 Détermination de la raideur initiale et de la résistance en cisaillement	112
4.3.2 Identification des mécanismes de ruine	113
4.3.3 Bilan de la campagne expérimentale d'essais de cisaillement sur murs maçonnés	117
4.4 Modélisation discrète de l'essai de cisaillement sur panneaux maçonnés	120
4.4.1 Hypothèses et présentation du modèle aux éléments discrets	121
4.4.2 Stratégies de modélisation	125
4.4.3 Confrontations des réponses en cisaillement et des champs de déplacements numériques et expérimentaux	133
4.5 Conclusion	145
5 Sensibilité des paramètres de la modélisation discrète des panneaux	147
5.1 Introduction	148
5.2 Étude de sensibilité des paramètres du modèle	148

5.2.1	Sensibilité des paramètres cohésifs de Mode I et de Mode II	148
5.2.2	Sensibilité du coefficient de frottement	153
5.3	Influence d'un champ d'endommagement initial non uniforme	156
5.3.1	Génération d'un champ de lois cohésives hétérogène	157
5.3.2	Résultats	157
5.4	Conclusion	162
Conclusion générale et perspectives		165
Bibliographie		169
Annexes		I
A Présentation de la méthode de CIN		III
B Réponses expérimentales cyclées des murs testés en cisaillement sous charge verticale constante		VII
B.1	Réponses expérimentales pour $\sigma_N = 0.3$ MPa	VII
B.2	Réponses expérimentales pour $\sigma_N = 0.4$ MPa	XII
B.3	Réponses expérimentales pour $\sigma_N = 0.5$ MPa	XVI
C Influence du maillage et du nombre de points de contact sur la réponse numérique en cisaillement		XIX
D Influence de l'amortissement sur la modélisation discrète de panneaux maçonnés soumis au cisaillement		XXIII
E Etude de sensibilité des paramètres cohésifs sur la réponse du modèle ED		XXV
E.1	Charge verticale $\sigma_N = 0,3$ MPa	XXV
E.2	Charge verticale $\sigma_N = 0,5$ MPa	XXVI

Table des figures

1	Diversité de la maçonnerie	2
2	Illustration de la propagation de la fissuration dans une maçonnerie de pierres taillées et appareillées aux joints minces	3
1.1	Types d'appareillages présents en maçonnerie selon Rondelet (1802-1817) . .	9
1.2	Comportement typique d'un géomatériau en compression uniaxiale (Lourenço, 1996)	11
1.3	Essai de compression sur pierre (Bisoffi-Sauve, 2016)	11
1.4	Relation entre la résistance à la compression uniaxiale et (a) la porosité (Palchik et Hatzor, 2002) ou (b) la vitesse de propagation du son (Parent et al., 2015)	13
1.5	Réponses typiques d'un géomatériau en traction uniaxiale (Vasconcelos, 2005) .	14
1.6	Etude de la résistance en (a) compression et (b) flexion, en fonction du temps de cure de mortiers à base chaux (Costigan et Pavía, 2012)	15
1.7	Principe de l'essai de flexion 3 points (Bisoffi-Sauve, 2016)	16
1.8	Illustration du phénomène de confinement par blocage des déformations latérales du joint (Hendry, 1998)	17
1.9	Influence de l'épaisseur du joint sur la résistance en compression d'un assemblage maçonné (Hendry, 1998)	18
1.10	Protocoles expérimentaux couramment utilisés pour la détermination des propriétés de rupture d'un assemblage maçonné en traction directe (Barros et al., 2002)	18
1.11	Réponses expérimentales de (a) Van der Pluijm (1999) et (b) Bisoffi-Sauve (2016) permettant d'identifier le comportement mécanique des interfaces en traction	19
1.12	Réponses expérimentales de Sandoval et Arnau (2017)	20
1.13	Protocoles d'essais en compression et cisaillement : (a) proposé par Van der Pluijm (1999), (b) essai sur <i>couplet</i> et (c) essai sur triplet. (Lourenço et Ramos, 2004)	21
1.14	Réponses expérimentales en cisaillement sous contrainte normale de (a) Van der Pluijm (1999) et (b) Sandoval et Arnau (2017)	22
1.15	Evolution des déformations avant rupture le long d'un prisme maçonné lors d'un essai de compression uniaxial (Raffard et al., 2001)	23

1.16	Résistance à la décohésion de l'interface en fonction de la résistance en flexion et de la porosité du mortier, d'après [Karatasios et al., (2018)]	23
1.17	Arrachement de pierre lors d'un essai de flexion 4 points sur primes [Karatasios et al., (2018)]	24
1.18	Essai d'un panneau maçonné en compression et réponse contrainte-déplacement [Alecci et al., (2019)]	25
1.19	Protocole expérimental d'un essai de traction directe mené sur panneau maçonné [Backes, 1985]	26
1.20	Sollicitation de traction (a) parallèle et (b) perpendiculaire aux lits de mortier [Schubertl, 1994]	27
1.21	Mécanismes de ruine observés pour une sollicitation parallèle aux lits de mortier [Fig. 1.20a] : (a) Cas 1 et (b) Cas 2 [Backes, 1985]	27
1.22	Essai de compression diagonale sur panneau (a) protocole recommandé par la norme E519 (2010) et (b) protocole modifié [Knox et al., (2018)]	28
1.23	Réponses contrainte-déformation obtenues sur des panneaux maçonnés sollicités en compression diagonale [Knox et al., (2018)]	28
1.24	Profils de fissuration en compression diagonale [Knox et al., (2018)]	29
1.25	Protocole expérimental proposé par [Larbi et Harris (1990)] pour la réalisation d'un essai de cisaillement sous chargement verticale	30
1.26	Modes de ruine observés sur des panneaux maçonnés soumis au cisaillement sous charge verticale, d'après [Ponte et al., (2019)]	30
1.27	Réponses force-déplacement d'un panneau soumis au cisaillement sous charge verticale [Lourenço, 1996] d'après [Vermeltfoort et al. (1993)]	31
1.28	Etapes de la modélisation avec la MEF : (a) génération du maillage, (b) application des conditions aux limites et (c) visualisation de l'ouverture de fissure après résolution [Parent, 2015]	33
1.29	Conditions de contact unilatéral [Bisoffi-Sauve, 2016]	35
1.30	(a) Définition du contact entre un contacteur candidat et antagoniste et (b) stratégie générale de résolution [Hong-Phong, 2011]	36
1.31	Algorithme de résolution de la méthode <i>Non Smooth Contact Dynamics</i> [Taforel, 2012]	37
1.32	Les différentes approches de modélisation de maçonnerie : (a) maçonnerie réelle, (b) approche micro détaillée, (c) approche micro simplifiée, (d) approche macro échelle. [Parent, 2015]	38
1.33	Mécanismes de ruine classiquement observés en maçonnerie : (a) fissuration du joint en traction, (b) glissement le long des joints, (c) fissuration de l'assemblage en traction, (d) fissuration en traction diagonale de l'assemblage et (e) écrasement [Lourenço, 1996]	39
1.34	Modèle de [Sellier et al. (2013)], réponse sous chargement cyclique de traction-compression	40

1.35	Modèles (a) d'endommagement (éléments) et (b) de zone cohésive (inter- faces), introduits par (Lotfi et Shing, 1994)	41
1.36	Principe de l'approche microscopique simplifiée (Lourenço, 1996)	43
1.37	Homogénéisation de la maçonnerie (a) globale, (b) et (c) en deux étapes proposée par Pande et al. (1989) (Lourenço, 1996)	44
1.38	Homogénéisation proposée par Zucchini et Lourenço (2002)	45
2.1	Essai de traction directe sur duo de pierres : (a) schéma et (b) photographie du protocole expérimental	52
2.2	Réponse expérimentale contrainte de traction <i>vs.</i> ouverture du joint	53
2.3	Etude de la propagation de la fissure en traction : (a) positionnement des ex- tensomètres (vue en coupe (Fig. 2.1a)) et (b) réponse expérimentale moyenne $\sigma - \delta$ et des 4 extensomètres qui la composent	53
2.4	Formes de loi adoucissante : (a) linéaire, (b) bi-linéaire et (c) exponentielle	54
2.5	Loi cohésive avec écrouissage négatif exponentiel	55
2.6	Réponses expérimentales contrainte de traction <i>vs.</i> ouverture	57
2.7	Fissuration interfaciale observée lors des essais de traction	58
2.8	Confrontation de la loi cohésive de Mode I [Eq. (2.10)] avec le comportement expérimental (courbe moyenne plus ou moins l'écart type)	58
2.9	Protocole expérimental de l'essai de cisaillement sur triplet : (a) schéma complet et (b) liaison pivot (vue de coupe)	60
2.10	Protocole expérimental de l'essai de cisaillement sur triplet : (a) réalisation des éprouvettes et (b) montage de l'essai	61
2.11	Réponses contrainte <i>vs.</i> déplacement de cisaillement d'un essai sur triplet	62
2.12	Contribution du frottement : (a) par superposition de la partie cohésive et (b) par couplage avec la partie cohésive (Snozzi et Molinari, 2013)	63
2.13	Modèle rhéologique reflétant le comportement du FCZM en compression et cisaillement exprimé en contraintes apparentes	64
2.14	Comportement de la surface frictionnelle effective (a) pour $d \simeq 0$ et (b) $d \simeq 1$	65
2.15	Évolution des surfaces effectives en fonction de l'endommagement d	66
2.16	Modèle rhéologique reflétant le comportement du FCZM en compression et cisaillement exprimé en contraintes effectives	67
2.17	Forme des comportements de Mode II, cohésif (en rouge), frictionnel (en bleu) et total (en noir)	68
2.18	Fissuration interfaciale observée lors des essais de cisaillement	69
2.19	Réponses expérimentales contrainte <i>vs.</i> déplacement de cisaillement pour des contraintes normales de : 0.4 MPa, 0.6 MPa et 0.8 MPa	69
2.20	Réponses expérimentales des essais de cisaillement sur triplets	70
2.21	Estimation du coefficient de frottement moyen par régression linéaire des contraintes résiduelles en fonction des contraintes normales appliquées à l'interface	70

2.22 Evolution de l'écart entre la réponse du FCZM et de la réponse expérimentale moyenne pour : (a) $\sigma_{II}^e = 0.256$ MPa, (b) $Gf_{II} = 179.5$ J/m ² et (c) $p = 11.9$	71
2.23 Loi cohésive de Mode mixte	73
2.24 Loi cohésive de Mode mixte en fonction de l'angle α [Eq. 2.19]	77
3.1 Chargement rectiligne et monotone en Mode mixte I+II	84
3.2 Distribution de l'énergie cohésive de Mode mixte $G_{f_{I+II}}$ et de ses composantes de modes purs $G_{f_{II+II}}$ et $G_{f_{II+II}}$ en fonction de l'angle de chargement α pour $G_{f_I} = 200$ J/m ² et $G_{f_{II}} = 400$ J/m ²	85
3.3 Séquences de chargement pour étudier l'influence du chemin de chargement sur l'énergie de Mode mixte dissipée	86
3.4 Energie dissipée pour un chargement non proportionnel (avec $G_{f_I} = 200$ J/m ² et $G_{f_{II}} = 400$ J/m ²)	86
3.5 Cas général du calcul des énergies cohésives instantanées	87
3.6 Déplacements normal et tangentiel appliqués à l'interface (en haut) et évolution des énergies instantanées (en bas) pour un β constant par morceau	88
3.7 Réponses contrainte de traction <i>vs.</i> déplacement normal (en bleue) et contrainte de cisaillement <i>vs.</i> déplacement tangentiel (en rouge) pour un β constant par morceau	89
3.8 Déplacements normal et tangentiel appliqués à l'interface (en haut) et évolution des énergies instantanées (en bas) pour un β non constant	90
3.9 Réponses contrainte de traction <i>vs.</i> déplacement normal (en bleue) et contrainte de cisaillement <i>vs.</i> déplacement tangentiel (en rouge) pour un β non constant	91
3.10 Dissipation d'énergie instantanée à déplacement constant	92
3.11 Réponse numérique cyclée du FCZM	93
3.12 Energies instantanées dissipées cohésive (en rouge) et frictionnelle (en bleu) entre les pas de déplacement δ_{II}^1 et δ_{II}^2	96
3.13 Réponses des contraintes totales cohésive et frictionnelle en fonction du déplacement de cisaillement (en haut) et évolution de l'énergie cohésive et frictionnelle (en bas)	97
3.14 Réponses numérique et expérimentale d'un essai de cisaillement cyclé	98
3.15 Modèle numérique de l'essai sur triplet (LMGC90)	99
4.1 Protocole (a) de montage et (b) de transport des murs maçonnés	107
4.2 Photographie du mur monté et appareillé	107
4.3 Schéma mécanique des murs sollicités en cisaillement sous charge verticale constante (dimensions en [mm])	108
4.4 Schéma du protocole expérimental d'essai	109
4.5 Photographie du processus de calibration des caméras pour la CIN	110
4.6 Réponse force-déplacement ($F - \delta$) des 9 murs testés	112

4.7 Réponse force-déplacement du mur $0,5\text{MPa} - 3$ et réponse rotation du profilé supérieur <i>vs.</i> déplacement de cisaillement associé	113
4.8 Évolution de la contrainte verticale transmise au premier lit de mortier	114
4.9 Champs de déplacement et de déformation des points A et B (Phase A) du mur $0,5\text{MPa} - 3$	115
4.10 Champs de déplacement et de déformation des points C et D (Phase B) du mur $0,5\text{MPa} - 3$	116
4.11 Champs de déplacement et de déformation des points E et F (Phase C) du mur $0,5\text{MPa} - 3$	117
4.12 Réponse force déplacement des 9 murs testés	118
4.13 Évolution de la cinématique de ruine en fonction de la contrainte normale initiale σ_N appliquée au mur	119
4.14 Modélisation aux éléments discrets d'un panneau soumis au cisaillement	122
4.15 Modélisation de blocs et de leurs interfaces (a) étape 1 : génération de blocs étendus et (b) étape 2 : maillage des blocs et positionnement des contacteurs	122
4.16 Application progressive de l'effort vertical et du déplacement de cisaillement par des fonctions $\tanh$	123
4.17 Calage de la raideur initiale : (a) réponses numériques pour $E_{be} = 9,7$ et $E_{be} = 1,3\text{GPa}$ et (b) évolution de la raideur initiale du mur en fonction du module d'élasticité des blocs étendus	126
4.18 Champs de déplacements verticaux V après application de la charge verticale $\sigma_N = 0,5\text{MPa}$	127
4.19 Réponses $F - \delta$ du modèle en fonction de σ_N avec les propriétés cohésives issues de la caractérisation	128
4.20 Principe de diminution de la loi cohésive par l'intermédiaire d'un endommagement initial, $d_0 = 0,9995$	129
4.21 Evolution de la raideur initiale du modèle en fonction du module des blocs étendus E_{be} et du champ d'endommagement	130
4.22 Influence d'un champ d'endommagement initial sur la réponse en cisaillement pour (a) $\sigma_N = 0,3\text{MPa}$, (b) $\sigma_N = 0,4\text{MPa}$ et (c) $\sigma_N = 0,5\text{MPa}$	132
4.23 Résultats de référence des simulations numériques aux éléments discrets des panneaux maçonnés testés sous 3 niveaux de charge verticale	134
4.24 Réponses numérique et expérimental pour le niveau de charge $\sigma_N = 0,5\text{MPa}$	135
4.25 Champs de déplacements horizontaux simulés	135
4.26 Confrontation des champs de déplacements horizontaux U et verticaux V expérimentaux et numériques pour les points (A) et (B) [Fig. 4.24]	137
4.27 Cumul des énergies dissipées durant la simulation numérique	139
4.28 Représentation des énergies cumulées aux points de contact pour (a) $\delta = 1\text{mm}$, (b) $\delta = 2\text{mm}$, (c) $\delta = 4\text{mm}$ et (d) $\delta = 6\text{mm}$	142

4.29 Localisation et visualisation de la part de chaque énergie sur l'énergie totale dissipée en fin d'essai ($\delta = 8$ mm) pour (a) $\sigma_N = 0,3$ MPa, (b) $\sigma_N = 0,4$ MPa et (c) $\sigma_N = 0,5$ MPa	144
5.1 Etude de sensibilité des paramètres cohésifs menée indépendamment sur (a) σ_I^e , (b) G_{fI} , (c) σ_{II}^e et (d) G_{fII} , pour $\sigma_N = 0,4$ MPa	149
5.2 Lois cohésives endommagées en (a) Mode I et (b) Mode II en fonction des combinaisons testées	151
5.3 Réponses $F - \delta$ des 81 combinaisons pour $\sigma_N = 0,4$ MPa	153
5.4 Réponses $F - \delta$ numériques pour $\sigma_N = 0,4$ MPa	153
5.5 Etude de sensibilité du coefficient de frottement pour les trois niveaux de charge verticale σ_N	154
5.6 Génération d'un champ d'endommagement initial non uniforme à partir de la résistance résiduelle de Mode II $\sigma_{II}^{d_0}$	158
5.7 Répartition aléatoire du champ d'endommagement initial non uniforme . . .	158
5.8 Réponses numériques obtenues sur la base de distributions non uniformes du champ d'endommagement initial pour les trois niveaux de contrainte normale moyenne σ_N	160
5.9 (a) et (b) Champs de déplacements et visualisation de l'endommagement en fin d'essai des réponses minimale et maximale pour $\sigma_N = 0,4$ MPa et $\sigma = 30\%$ de $\sigma_{II}^{d_0}$, (c) et (d) distributions de l'endommagement initial d_0 associées	161
A.1 Illustration du mouchetis et <i>subset</i> (a) à l'état initial et (b) à l'état déformé	IV
B.1 Réponses force déplacement des trois murs testés pour une charge verticale constante de 83 kN	VIII
B.2 Rotation du profilé supérieur	VIII
B.3 Champs de déplacements et de déformations du mur 0,3 MPa - 1 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ	IX
B.4 Champs de déplacements et de déformations du mur 0,3 MPa - 2 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ	X
B.5 Champs de déplacements et de déformations du mur 0,3 MPa - 3 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ	XI
B.6 Réponses force déplacement des trois murs testés pour une charge verticale constante de 111 kN	XII
B.7 Rotation du profilé supérieur	XII
B.8 Champs de déplacement et de déformation du mur 0,4 MPa - 1 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ	XIII
B.9 Champs de déplacements et de déformations du mur 0,4 MPa - 2 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ	XIV

B.10 Champs de déplacement et de déformation du mur 0,4 MPa - 3 pour trois	
valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ	XV
B.11 Réponses force-déplacement des trois murs testés pour une charge verticale	
constante de 139 kN	XVI
B.12 Rotation du profilé supérieur	XVI
B.13 Champs de déplacements et de déformations du mur 0,5 MPa - 1 pour trois	
valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ	XVII
B.14 Champs de déplacements et de déformations du mur 0,5 MPa - 2 pour trois	
valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ	XVIII
C.1 Configurations des blocs testés pour la simulation numérique des panneaux	
maçonnées soumis au cisaillement	XX
C.2 Influence du maillage et du nombre de points de contact sur la réponse	
globale du modèle ED	XXII
D.1 Réponses $F - \delta$ du modèle en fonction de l'amortissement de Rayleigh	XXIV
E.1 Etude de sensibilité des paramètres cohésifs menée indépendamment sur (a)	
σ_I^e , (b) G_{fII} , (c) σ_{II}^e et (d) G_{fII} , pour $\sigma_N = 0,3$ MPa	XXV
E.2 Etude de sensibilité des paramètres cohésifs menée indépendamment sur (a)	
σ_I^e , (b) G_{fII} , (c) σ_{II}^e et (d) G_{fII} , pour $\sigma_N = 0,5$ MPa	XXVI

Liste des tableaux

1.1 Propriétés mécaniques d'éléments couramment utilisés en maçonnerie	12
1.2 Propriétés mécaniques de la pierre calcaire et du mortier de chaux hydraulique utilisés.	15
2.1 Paramètres du FCZM obtenus à partir des campagnes expérimentales . . .	72
3.1 Paramètres cohésifs de Mode I et II utilisés pour la validation du modèle lors d'une sollicitation de Mode mixte	84
3.2 Paramètres utilisés pour la validation du couplage cohésif-friktionnel	93
3.3 Paramètres cohésifs et frictionnels du FCZM permettant de faire correspondre les réponses contrainte totale <i>vs.</i> déplacement de cisaillement expérimentale et numérique [Fig. 3.14]	99
4.1 Matériel vidéo utilisé et paramètres de corrélation d'images numériques . . .	111
4.2 Paramètres du FCZM obtenus à partir des campagnes expérimentales . . .	112
4.3 Raideurs initiales et résistances en cisaillement moyennes par niveau de charge verticale	124
4.4 Paramètres du FCZM obtenus à partir des campagnes expérimentales . . .	124
4.5 Paramètres endommagés du FCZM	133
4.6 Bilan des énergies dissipées en fin de modélisation	140
5.1 Paramètres du FCZM utilisés pour l'étude de sensibilité des paramètres cohésifs de Mode I et II	149
5.2 Paramètres cohésifs résiduels obtenus pour chaque combinaison	152
5.3 Bilan des énergies dissipées en fonction du coefficient de frottement μ et de la charge verticale σ_N	156
A.1 Matériel vidéo utilisé et paramètres de corrélation d'images numériques . . .	V
B.1 Raideurs initiales et résistances au cisaillement des 9 murs testés	VII

Introduction générale

La maçonnerie est un terme générique qui définit un matériau de construction constitué d'un empilement de blocs. Elle regroupe une large variété de matériaux, d'appareillages et de techniques d'assemblage des blocs. Selon les régions du monde et les époques, la maçonnerie présente des formes et des aspects bien différents, allant du simple empilement de pierres brutes (Fig. 1e) à l'arrangement en quinconce d'agglomérés de béton liés au mortier de ciment (Fig. 1d). On recense également des maçonneries de pierres de tailles assemblées par des joints minces au mortier de chaux (Fig. 1a), des maçonneries de briques avec des joints minces (Fig. 1b) ou épais (Fig. 1f) ou encore des maçonneries de moellons (pierres non ou peu taillées) avec un remplissage permettant de liasonner les blocs non équarris entre eux (Fig. 1c).

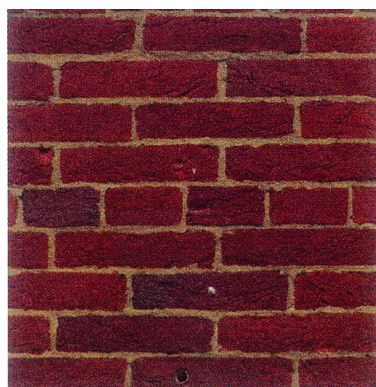
Sollicité régulièrement sur des problématiques liées au dimensionnement et à la vérification d'ouvrages maçonnés, le bureau d'études AIA Ingénierie s'est rapproché de l'Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M) ainsi que du Laboratoire de Mécanique et Génie Civil (LMGC) afin de mettre en place un outil de calcul numérique dédié à la description du comportement mécanique d'un type de maçonnerie largement représenté dans la région bordelaise et dans la Bassin parisien : la maçonnerie de pierres calcaires appareillées et assemblées par l'intermédiaire de joints minces de mortier de chaux hydraulique (Fig. 1a).

Ce type de maçonnerie fait partie intégrante du parc architectural des centres historiques des grandes villes. Les villes réputées aisées utilisaient une taille précise de blocs calcaires pour la réalisation d'ouvrages courants (logements), d'ouvrages de culte ou encore d'ouvrages d'art (cathédrales et ponts). Par ailleurs, des projets récents voient le jour, mettant en avant ce système constructif longtemps mis de côté. En effet, la maçonnerie traditionnelle représente un intérêt architectural fort pour la construction moderne ainsi qu'un argument écologique recherché. Un outil prédictif rendant compte du comportement mécanique de la maçonnerie permettrait de s'inscrire dans une démarche de réhabilitation et requalification d'ouvrages anciens mais également dans une démarche de dimensionnement d'ouvrages neufs.

Les principaux verrous limitant l'étude des ouvrages maçonnés en pierre naturelle par les bureaux d'études, sont la méconnaissance du comportement mécanique du "matériau maçonnerie" et l'application des documents normatifs, tels que l'Eurocode 6, avant tout rédigés pour le dimensionnement d'ouvrages maçonnés en brique ou en aggloméré de béton,



(a)



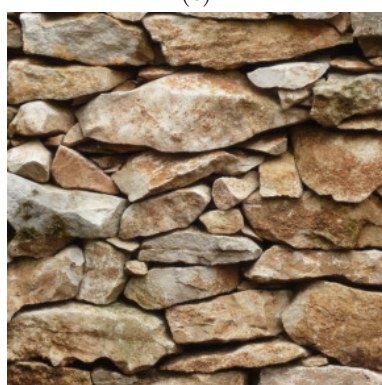
(b)



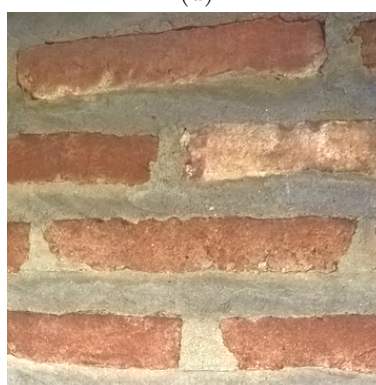
(c)



(d)



(e)



(f)

FIGURE 1 – Diversité de la maçonnerie

qui conduisent trop souvent à un sur-dimensionnement des ouvrages porteurs et limitent l'attractivité de ce type de construction du fait d'un coût prohibitif.

Sur cette base, les travaux présentés ici visent à décrire précisément le comportement mécanique de ce type de maçonnerie en se basant sur des géométries et des sollicitations couramment étudiées lors de la justification d'éléments de structure anciens ou récents. Pour cela, la validation de l'outil de calcul développé sera réalisée sur des murs maçonnés d'un seul parement, sollicités en cisaillement sous charge verticale constante constituant une configuration très courante dans les ouvrages maçonnés en pierre. De plus, ces conditions de chargement font l'objet d'une attention particulière car elles simulent une action horizontale

de vent ou sismique combinée aux charges verticales d’une structure (charges permanentes et charges d’exploitation).

La maçonnerie constituée de blocs taillés, appareillés et liés avec des joints minces soumise à des actions mécaniques est majoritairement sujette à une fissuration localisée au niveau des joints et plus particulièrement à l’interface pierre-mortier (Figure 2). Il nous semble donc approprié de considérer la maçonnerie comme un matériau multiphasique composé d’éléments distincts (les blocs de pierre), en interaction entre eux au niveau des joints et plus particulièrement des interfaces. Face à ce type de comportement, le choix du moteur de calcul s’est porté vers la méthode des éléments discrets (et notamment la méthode NSCD à la base du code LMGC90 développé par le laboratoire LMGC) permettant de décrire finement le caractère discontinu de la maçonnerie et les interactions entre blocs, dont le comportement frictionnel.



FIGURE 2 – Illustration de la propagation de la fissuration dans une maçonnerie de pierres taillées et appareillées aux joints minces

En formulant un modèle à l’échelle de l’interface bloc-mortier, ce dernier devra être capable de décrire avec une précision raisonnable les comportements linéaire et non linéaire des murs testés. L’outil de calcul développé devra être capable de prédire la résistance en cisaillement et les mécanismes de ruine observés expérimentalement. En considérant l’interface pierre-mortier comme l’élément fusible de la maçonnerie, conditionnant ainsi l’initiation et la propagation de la fissuration, trois types de sollicitations sont généralement observés : la décohésion en traction (conduisant à une ouverture de l’interface : Mode I), la décohésion en cisaillement (entraînant un cisaillement plan de l’interface : Mode II) et le frottement lors d’une sollicitation combinée de compression et cisaillement. Afin de décrire finement le comportement de l’interface, nous nous sommes naturellement tournés vers le développement d’un modèle de zone cohésive (CZM) incluant le comportement frictionnel, nommé FCZM. La méthodologie proposée ici est ainsi basée sur une approche mésoscopique de la maçonnerie, impliquant une modélisation distincte des blocs et des interfaces. La méthodologie proposée dans cette thèse s’étend de l’identification des paramètres du modèle d’interface FCZM, pour un couple pierre/joint donné, jusqu’à la l’expérimentation et la modélisation aux éléments discrets d’un panneau à l’échelle 1.

Pour cela, nous proposons dans le premier chapitre de cette thèse un état de l’art visant à recenser les différentes études décrivant le comportement mécanique de la maçonnerie selon l’échelle d’étude. Nous identifierons les types d’essais conduisant à la détermination des propriétés cohésives et frictionnelle et ceux adaptés à la validation d’un modèle numérique. Nous verrons par la suite, les méthodes numériques utilisées pour décrire le comportement de la maçonnerie et ce à différentes échelles. Ces dernières décennies, les chercheurs ont proposé des modèles de comportement mécanique basés sur une approche continue ou discrète de la maçonnerie. Les modèles précis et détaillés permettent de rendre compte des fissurations complexes, tandis que les modèles simplifiés sont dédiés à la modélisation d’ouvrages de grandes dimensions. Nous évoquerons les avantages et limites de chaque stratégie de modélisation, afin de justifier les choix de modélisation réalisés dans ces travaux de thèse.

Dans le deuxième chapitre, le modèle de zone cohésive frictionnelle développé durant cette thèse sera introduit. Nous verrons que ce modèle rend compte de la mixité des modes cinématiques I et II lors d’une sollicitation de traction+cisaillement et qu’il propose une gestion du frottement couplée au comportement cohésif lors d’une sollicitation de compression+cisaillement. Nous verrons que le couplage cohésif-frictionnel proposé permet de rendre compte du comportement observé expérimentalement lors d’un essai de compression et cisaillement, et se base sur une approche physiquement cohérente de l’évolution de la contrainte frictionnelle en fonction du niveau d’endommagement de l’interface.

Dans le troisième chapitre, nous procéderons à des validations analytiques et numériques du modèle FCZM. Nous évaluerons le comportement du modèle proposé lorsqu’il est soumis à des sollicitations complexes en mode I et II comprenant des changements de conditions aux limites. Les énergies dissipées durant ces phases de chargement seront également analysées afin d’apporter des éléments complémentaires dans la compréhension des mécanismes dissipatifs.

Dans le chapitre quatre, nous validerons le modèle développé par une confrontation numérique *vs.* expérimental d’un essai de cisaillement à l’échelle de la structure. Tout d’abord, une campagne expérimentale comprenant neuf murs maçonnés à l’échelle 1 ($1,85^L \times 1,20^h \times 0,15^l$ m³) seront testés en cisaillement sous charge verticale constante. Trois niveaux de charge verticale seront appliqués correspondant à des descentes de charge observées sur des ouvrages courants : 0,3, 0,4 et 0,5 MPa. Ces essais devront permettre d’identifier les réponses en cisaillement des panneaux maçonnés et notamment les champs de déplacements et de déformations essentiels à l’identification des mécanismes de ruine et des profils de rupture. Ces résultats expérimentaux seront ensuite confrontés à des simulations numériques menées avec le modèle FCZM, respectant les conditions aux limites utilisées expérimentalement. Nous présenterons les stratégies de modélisation utilisées pour évaluer la capacité du modèle et de la modélisation discrète à prédire le comportement mécanique des panneaux en fonction du niveau de charge verticale. Une étude des énergies cohésive et frictionnelle dissipées en cours de simulation est également proposée afin d’analyser les mécanismes dissipatifs relatifs à l’apparition et la propagation de la fissuration au sein d’un mur maçonné.

Dans le dernier chapitre, une étude de sensibilité des paramètres cohésifs et frictionnel est proposée sur la base des résultats numériques des murs testés en cisaillement. Ce chapitre a pour but d'évaluer l'influence des paramètres du FCZM sur la réponse globale mais également d'estimer la capacité de la modélisation à rendre compte de la variabilité des réponses expérimentales.

Chapitre 1

Etude bibliographique

Sommaire

1.1 Introduction	8
1.2 Comportement mécanique expérimental de la maçonnerie	10
1.2.1 Les constituants de la maçonnerie	10
1.2.1.1 Les blocs	10
1.2.1.2 Les joints de mortier	13
1.2.2 L'assemblage	16
1.2.3 Comportement mécanique d'un mur maçonné	24
1.2.3.1 Comportement en compression	24
1.2.3.2 Comportement en traction uniaxiale	25
1.2.3.3 Comportement en cisaillement	26
1.3 Modélisation du comportement mécanique des maçonneries	32
1.3.1 Présentation des méthodes de modélisation	32
1.3.1.1 Méthode aux éléments finis	32
1.3.1.2 Méthode des éléments discrets	34
1.3.2 Stratégies de modélisation en fonction de l'échelle d'étude	37
1.3.2.1 Approches microscopique et mésoscopique	38
1.3.2.2 Approche macroscopique	43
1.3.3 Avantages et limites de chaque méthode. Choix de la méthode et	
du code de calcul	44
1.4 Conclusion	47

1.1 Introduction

La première partie de ce chapitre est dédiée à la description du comportement mécanique de la maçonnerie face à des sollicitations de compression, traction ou encore cisaillement. Une approche multi-échelles est proposée afin d'étudier les comportements mécaniques linéaire et non-linéaire (i) des constituants de la maçonnerie, (ii) de l'assemblage bloc-mortier et (iii) de panneaux maçonnés.

Deux familles de blocs sont généralement utilisées pour la réalisation d'ouvrages maçonnés : les blocs naturels (pierre) et les blocs artificiels (briques, agglomérés de béton). La maçonnerie constituée de blocs naturels s'articule autour de trois sous-familles de pierres (i) les pierres sédimentaires, (ii) les pierres magmatiques et (iii) les pierres métamorphiques. Les pierres sédimentaires sont majoritairement composées de carbonate de calcium et sont généralement classées selon leur porosité et de leurs résistances en traction et en compression. Leur formation par strates leur confère une forte anisotropie ainsi qu'une variabilité importante (Beck, 2006). Les pierres magmatiques et métamorphiques sont quant à elles plus denses et présentent moins d'anisotropie.

On distingue également deux types de joints dans les maçonneries courantes, les joints secs et les joints de mortier. Dans le premier cas, l'espace entre les éléments n'est pas comblé. Ce système est généralement utilisé sur des éléments traditionnels ne nécessitant pas d'étanchéité particulière (murs de soutènement par exemple). Le deuxième cas est quant à lui le plus répandu dans la construction actuelle car il assure une cohérence entre les blocs et une répartition des efforts entre les blocs. De plus, il limite les transferts de fluides (air, eau).

Ces travaux se focalisent sur la description du comportement mécanique de la maçonnerie traditionnelle composée de pierres calcaires (pierre sédimentaire) et de joints de mortier de chaux. Nous nous concentrerons donc ici sur les maçonneries jointoyées.

La zone présente entre un bloc (naturel ou artificiel) et un joint de mortier est généralement nommée interface. Les propriétés mécaniques de l'interface ainsi que son rôle dans les mécanismes de ruine de la maçonnerie seront présentés.

On trouve dans la construction ancienne et moderne une grande diversité d'appareillages possibles pour empiler et lier des blocs entre eux. La Figure 1.1 illustre les principales méthodes d'empilement utilisées. En se référant à la technique utilisée classiquement dans la région bordelaise ainsi que dans le Bassin parisien, nous définirons la maçonnerie comme un assemblage de blocs taillés et appareillés régulièrement, liés entre eux par des joints de mortier minces (appareillage illustré dans le coin supérieur gauche de la Figure 1.1). La présente étude porte sur le comportement des murs, qui sont des éléments de structure indispensables dans les bâtiments en maçonnerie. La compréhension du comportement mécanique des panneaux maçonnés en cisaillement est un des enjeux majeurs du dimensionnement des structures en maçonnerie. En effet, la sollicitation principalement observée sur un panneau porteur est un effort combiné de compression (charges permanentes et charges d'exploitation) et de cisaillement dans le plan (vent, sismique).

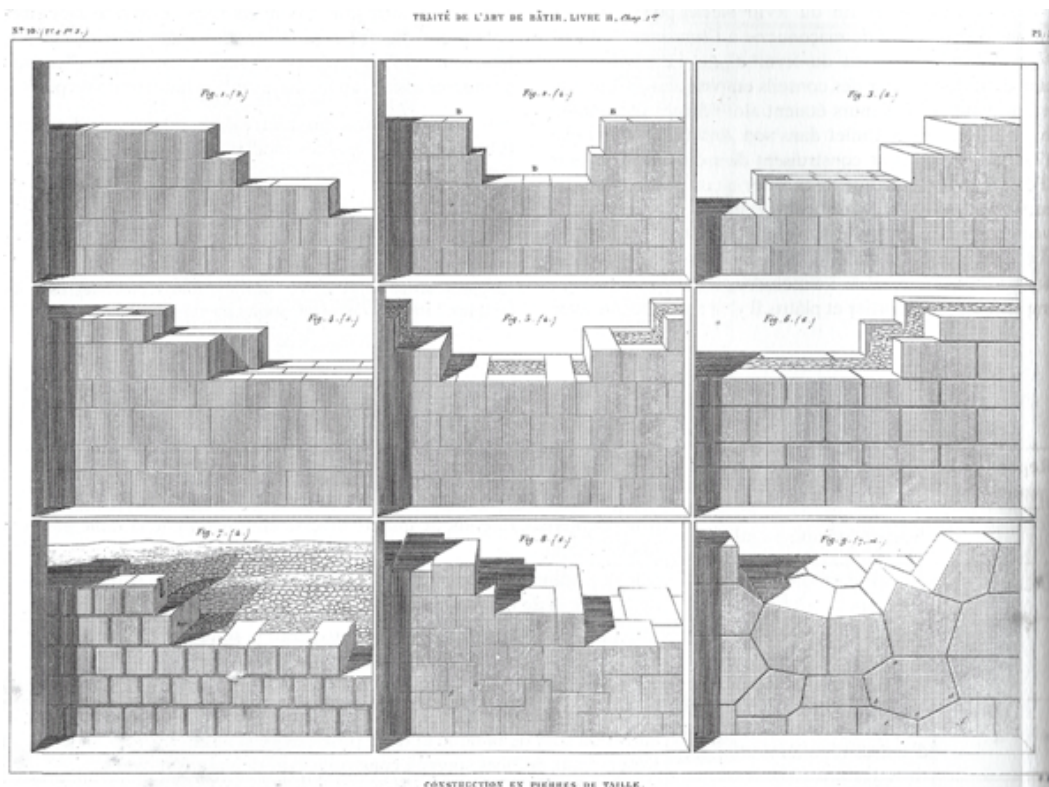


FIGURE 1.1 – Types d'appareillages présents en maçonnerie selon Rondélet (1802-1817)

Dans la seconde partie de ce chapitre, nous présenterons les différentes méthodes numériques utilisées pour modéliser le comportement mécanique des constituants de la maçonnerie ainsi que des assemblages. On se propose dans un premier temps de présenter succinctement les deux principales méthodes numériques utilisées pour simuler les comportements mécaniques observés expérimentalement : la méthode aux éléments finis (MEF) et la méthode aux éléments discrets (MED). Ces méthodes sont largement utilisées et ont été améliorées au fil des années afin de prendre en compte des comportements de plus en plus complexes. Dans la suite de cette partie, nous présenterons les stratégies de modélisation utilisées en fonction de l'échelle d'étude. On distinguera pour cela 3 échelles :

- (i) l'échelle microscopique, qui est l'échelle des constituants de la maçonnerie, *i.e.* du bloc, du joint ou de l'interface. Dans ce cas, le comportement mécanique de chaque constituant est décrit explicitement.
- (ii) l'échelle mésoscopique, ou échelle microscopique simplifiée, qui a pour but de simplifier la mise en place du modèle et de réduire le temps de calcul en ne considérant qu'une seule interface entre deux blocs. Des méthodes d'homogénéisation sont alors nécessaires afin de conserver une description fidèle du bloc, du joint et de l'interface.
- (iii) l'échelle macroscopique, qui est l'échelle de tout ou partie de la structure. Dans ce cas, le matériau maçonnerie est considéré homogène et continu.

Nous présenterons, à ces échelles, les modèles dédiés à l'endommagement des matériaux continus et ceux adaptés pour décrire le comportement des interfaces discrètes. Enfin, nous

étudierons les avantages et limites de chaque méthode afin de conclure sur la méthode et le type de modèle mécanique le plus adapté pour répondre à la problématique de cette thèse. Une présentation succincte du code de calcul choisi, ainsi que des avantages qu'il propose, sera également avancée en fin de chapitre.

1.2 Comportement mécanique expérimental de la maçonnerie

Dans cette partie, le comportement mécanique expérimental du "matériau maçonnerie" sera présenté en fonction de l'échelle d'étude. Dans un premier temps, nous étudierons le comportement mécanique continu des constituants de la maçonnerie, à savoir les éléments blocs et les joints. Dans un second temps, le comportement de l'assemblage bloc-mortier face à des sollicitations de compression, de traction et de cisaillement sera discuté. Nous verrons également la notion d'interface bloc-mortier et le rôle de cet élément dans le comportement mécanique global. Enfin, nous observerons le comportement de la maçonnerie à l'échelle macroscopique au regard de panneaux maçonnés soumis à des efforts de compression, traction et cisaillement.

1.2.1 Les constituants de la maçonnerie

1.2.1.1 Les blocs

Comportement en compression uniaxiale des géomatériaux

La Figure 1.2 illustre la réponse contrainte normale *vs.* déplacement typique d'un géomatériau sollicité en compression uniaxiale. Dans un premier temps, une phase linéaire est observée en début d'essai. Elle traduit le comportement élastique et réversible du matériau et permet d'identifier le module d'élasticité dans la direction de chargement de l'éprouvette. Dans un deuxième temps, des microfissures se forment progressivement au sein du matériau. Ce phénomène se traduit par l'apparition d'une forme convexe sur la courbe avant d'atteindre la charge maximale. Le pic de contrainte, correspondant à la contrainte normale maximale, est appelé résistance en compression du matériau. Enfin, après ce pic, on constate une diminution de la contrainte accompagnée d'une augmentation du déplacement. Ce comportement post-pic marque la propagation de la fissuration ainsi que les instabilités inhérentes à ce type de matériau. Un essai asservi en déplacement est généralement nécessaire pour l'obtention de la totalité du comportement post-pic expérimental.

Le Tableau 1.1 indique quelques caractéristiques mécaniques de divers types de blocs utilisés dans les maçonneries usuelles. On constate que les matériaux naturels présentent une grande diversité des propriétés à rupture. Les blocs artificiels sont quant à eux conçus pour répondre aux besoins de la construction moderne, leur résistance à la compression est donc beaucoup mieux contrôlée.

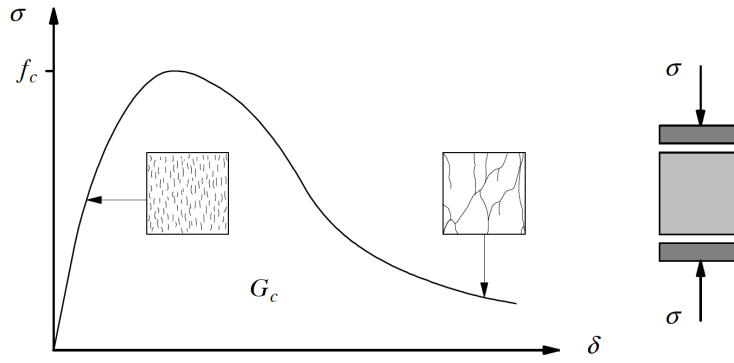


FIGURE 1.2 – Comportement typique d'un géomatériau en compression uniaxiale (Lourenço, 1996)

Les pierres calcaires utilisées pour les campagnes expérimentales de cette étude proviennent de la même carrière que celles utilisées dans les travaux de Bisoffi-Sauve (2016). Nous utiliserons donc les propriétés mécaniques estimées par Bisoffi-Sauve (2016) pour ce type de pierre. Les pierres calcaires sont typiques du sud-ouest de la France et proviennent de la carrière de Frontenac. Les propriétés élastique et de rupture ont été déterminées à partir de 20 éprouvettes ($100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$) testées en compression uniaxiale (Figure 1.3), selon les recommandations de la norme NF EN 126 (2007). Les résultats moyens de la résistance à la compression et du module d'élasticité des pierres sont résumés dans le Tableau 1.2.

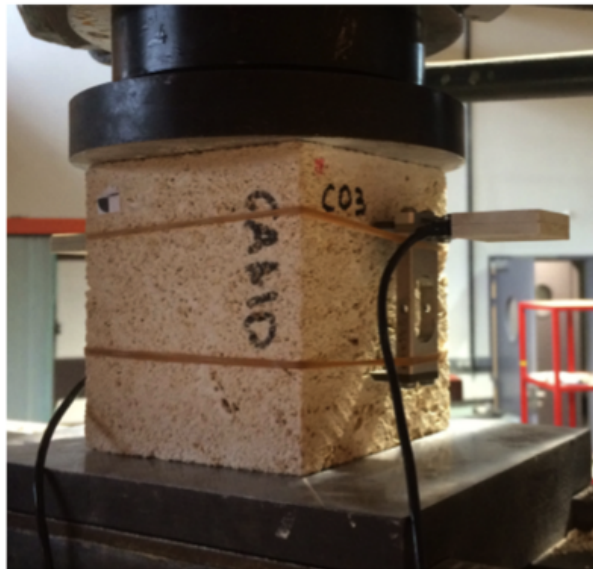


FIGURE 1.3 – Essai de compression sur pierre (Bisoffi-Sauve, 2016)

On notera que les propriétés mécaniques des pierres naturelles sont souvent mises au regard de la porosité et de la vitesse de propagation du son (Palchik et Hatzor, 2002, Parent et al., 2015). En effet, ces indicateurs sont utilisés pour déterminer les propriétés en compression des matériaux *in situ*, où la caractérisation mécanique est difficilement

	Masse Volumique (kg/m ³)	Module d'Young (GPa)	Coefficient de Poisson	Résistance traction (MPa)	Résistance compression (MPa)
Calcaire ^a	1800 - 2600	10 - 70	0,2 - 0,3	0,8 - 20	8 - 200
Brique pleine ^a ancienne	1600 - 2200	8 - 10	0,16	1,5 - 2,5	15 - 25
Brique pleine ^a moderne	2000 - 2200	10 - 15	0,22	2 - 3	20 - 30
Grès des Vosges ^b	2000	30	0,3	-	150
Granit ^b	2600	40 - 70	0,2 - 0,3	-	70 - 280
Marbre ^b	2600 - 2900	50 - 100	0,2 - 0,3	10 - 20	50 - 180
Béton ^b	2300	30	0,2	3	30
Agglomérés ^b	2000	-	-	5	15
Brique creuse ^b	3000	5	0,3	8	20

^a d'après Popinet (2018)

^b d'après Acary (2001)

Tableau 1.1 – Propriétés mécaniques d'éléments couramment utilisés en maçonnerie

envisageable. La Figure 1.4a met en évidence la corrélation présente entre porosité et résistance à la compression de différents types de pierres naturelles. Tandis que la Figure 1.4b montre la corrélation entre la vitesse de propagation du son et la résistance en compression déterminée par plusieurs auteurs.

Comportement en traction uniaxiale des géomatériaux

L'étude du comportement en traction des géomatériaux se fait soit par mesure directe (essai de traction uniaxiale), soit par mesure indirecte (essai de flexion ou essai brésilien). Vasconcelos (2005) a réalisé près de 150 essais de traction directe sur différents types de granite et selon différentes configurations, dont certaines réponses contrainte-déplacement sont illustrées en Figure 1.5. Avant le pic de contrainte, on observe la phase élastique du matériau suivie d'une zone non linéaire associée à l'endommagement du matériau par microfissuration. La contrainte au pic correspond à la résistance en traction du matériau. Un asservissement en déplacement permet enfin de déterminer le comportement post-pic attendu des matériaux quasi-fragiles, à savoir une phase adoucissante traduisant la diminution de la contrainte transmissible par l'échantillon associée à l'augmentation du déplacement.

Au vu de ces réponses totales, les géomatériaux présentent un comportement quasi-fragile composé d'un domaine linéaire plus ou moins étendu suivi d'un écrouissage négatif jusqu'à rupture. Quelques valeurs de résistance à la traction d'éléments maçonnés sont résumés dans le Tableau 1.1. On constate que la résistance en traction est généralement très inférieure à la résistance en compression.

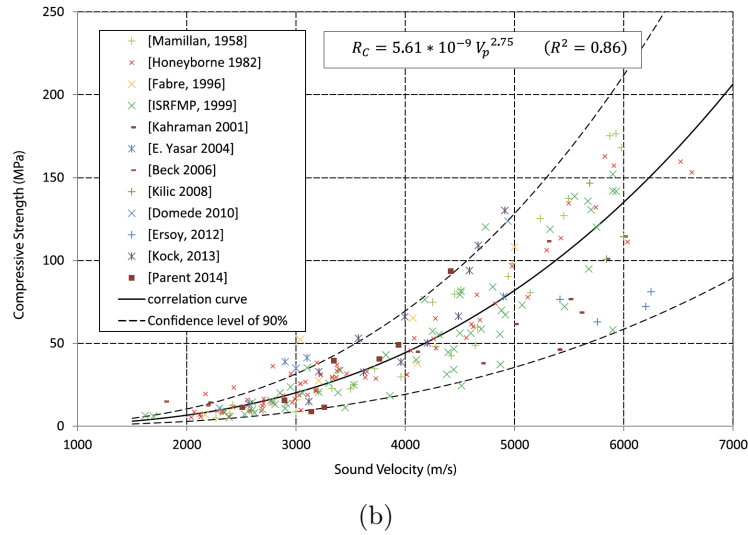
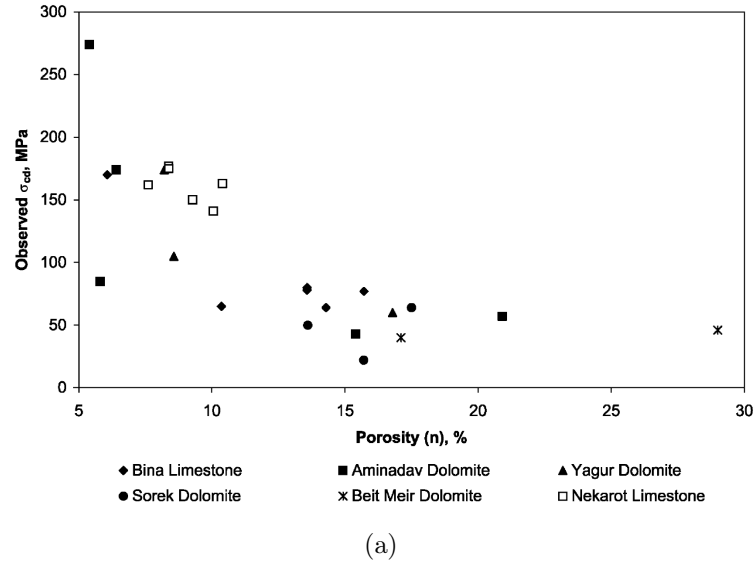


FIGURE 1.4 – Relation entre la résistance à la compression uniaxiale et (a) la porosité (Palchik et Hatzor, 2002) ou (b) la vitesse de propagation du son (Parent et al., 2015)

1.2.1.2 Les joints de mortier

Composition du mortier

Le mortier est habituellement constitué de granulats (sable), d'un liant (chaux, ciment) et d'eau. La prise du mortier se fait par réaction chimique du liant et de l'eau tandis que les granulats participent à la compacité du mortier durci.

Les liants hydrauliques les plus utilisés sont (i) le ciment de Portland, (ii) la chaux et (iii) les liants dits "bâtards" constitués d'un mélange de plusieurs liants (par exemple, ciment+chaux). Les mortiers à base de ciment sont les plus couramment utilisés dans les constructions modernes car ils offrent des propriétés mécaniques supérieures à celles obtenues à partir de mortier de chaux. Par ailleurs, leur temps de cure est réduit. Les mortiers à base de ciment sont ainsi adaptés aux contraintes de la construction moderne. Cependant, leur rigidité élevée ainsi que leur capillarité faible sont parfois peu adaptées aux

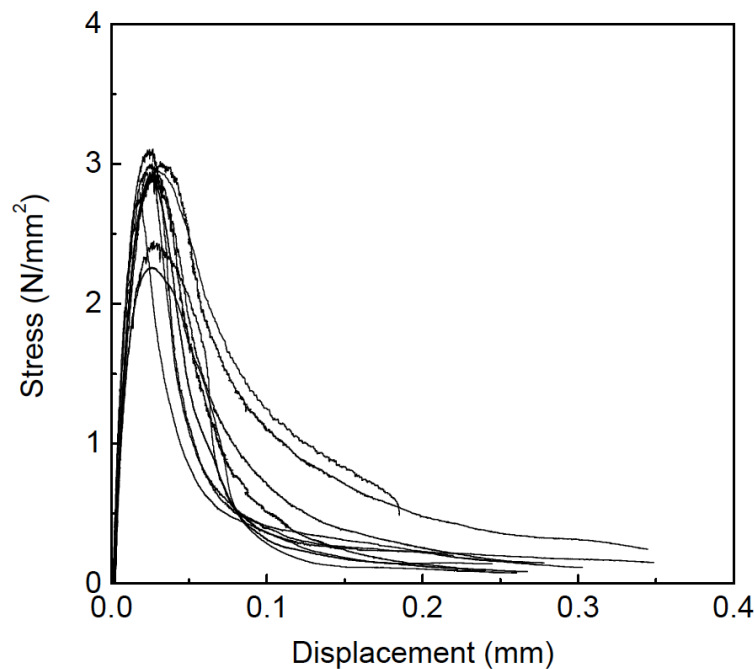


FIGURE 1.5 – Réponses typiques d'un géomatériau en traction uniaxiale (Vasconcelos, 2005)

pierres naturelles. On leur préférera par exemple un mortier de chaux pour la réalisation de bâtis maçonnés constitués de blocs de calcaires tendres (Popinet, 2018). Le mortier de chaux, malgré son temps de prise élevé, présente une bonne plasticité ainsi qu'une bonne résistance à la fissuration.

La granulométrie du **sable** utilisé ainsi que la proportion de sable dans le volume final de mortier a une influence sur l'ouvrabilité du mortier et sur les propriétés mécaniques du matériau à l'état durci. La résistance en compression et le module du mortier diminuent avec la réduction de la granulométrie du sable, tandis que le retrait dû au séchage augmente (Bisoffi-Sauve, 2016). La granulométrie est donc généralement normalisée afin de conserver une bonne homogénéité.

L'eau contribue à l'ouvrabilité du mortier, permet l'hydratation du ciment et facilite la carbonatation de la chaux. Si la quantité d'eau est trop importante lors de la mise en œuvre du mortier, la porosité sera plus grande et la résistance en compression se verra dégradée.

Caractéristiques mécaniques du mortier

Le mortier étant un matériau quasi-fragile, il se comporte naturellement en traction et en compression comme les blocs. Cependant, ses propriétés de rupture sont généralement inférieures. Les essais menés sur les mortiers à l'état durci, de ciment ou de chaux, sont normalisés et permettent de déterminer la résistance en compression. La norme NF EN 1015-11 (2000) propose une détermination de la résistance à la compression et à la flexion. Elle met en œuvre un essai de flexion 3 points sur des éprouvettes de mortier $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ suivi de 2 essais de compression sur les 2 parties de l'éprouvette sectionnée. Cette norme

Désignation	Paramètre	Symbole	Valeur (CV)	Unité
Pierre	Module d'Young	E_b ¹	11.1 (15%)	GPa
calcaire	Résistance à la compression	σ_{cb}	9.5 (26%)	MPa
Mortier	Module d'Young	E_m	3.95 (23%)	GPa
de chaux	Résistance à la compression	σ_{cm}	1.9 (14%)	MPa
hydraulique	Résistance à la flexion	σ_{fm}	0.6 (6%)	MPa

Tableau 1.2 – Propriétés mécaniques de la pierre calcaire et du mortier de chaux hydraulique utilisés.

étant basée sur les caractéristiques des bétons, le temps de cure demandé de 28 jours n'est pas adapté à tous les mortiers introduits précédemment. En effet, plusieurs auteurs (Domede, 2006, Costigan et Pavía, 2012, Garijo et al., 2020) ont montré que la résistance à la compression des mortiers à base de chaux était atteinte au bout de plusieurs mois. La Figure 1.6 illustre les résultats expérimentaux des travaux menés par Costigan et Pavía (2012) sur 3 mortiers à base de chaux hydraulique (NHL) et un mortier à base de chaux aérienne (CP). On constate que la résistance maximale des mortiers à la compression et à la flexion n'est pas atteinte au bout de 28 jours de cure. Au vu des résultats illustrés en Figure 1.6a, on peut supposer que les mortiers composés de NHL3.5 et NHL5 atteignent un temps optimum de séchage aux alentours de 11 mois. De plus la résistance en compression à 28 jours ne représente parfois que 30% de la résistance finale.

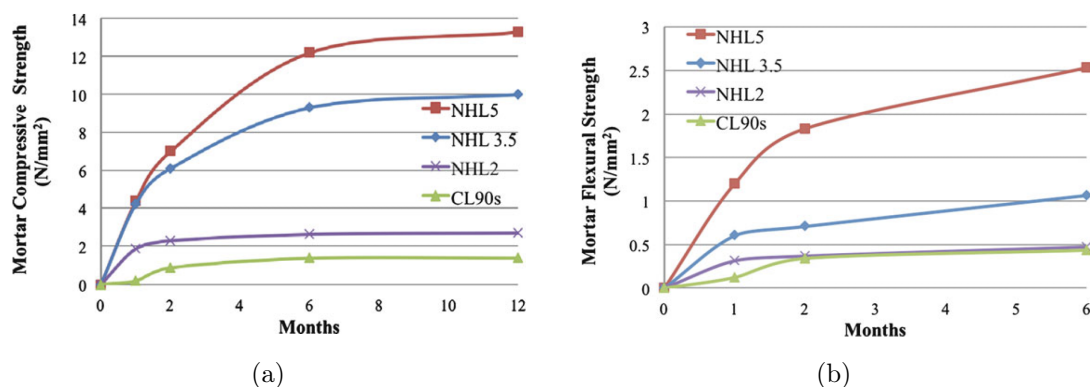


FIGURE 1.6 – Etude de la résistance en (a) compression et (b) flexion, en fonction du temps de cure de mortiers à base chaux (Costigan et Pavía, 2012)

Le mortier de chaux hydraulique utilisé dans les campagnes expérimentales de caractérisation et de validation de cette thèse est composé de sable roulé (0-2 [mm]), de chaux hydraulique (NHL 3.5) et d'eau. Les proportions en volume des trois composants sont les mêmes que celles utilisées par les compagnons tailleurs de pierre dans les entreprises de restauration actuelles : à savoir un volume de chaux pour 3 volumes de sable. Une fois le mélange réalisé, l'eau est progressivement ajoutée par le compagnon jusqu'à atteindre l'ouvrabilité souhaitée. Finalement, les proportions moyennes mesurées en grammes sont :

1. Le module d'Young de la pierre calcaire E_b a été estimé par Bisoffi-Sauve (2016) pour des pierres calcaires provenant de la carrière de Frontenac.

1 (chaux), 6,5 (sable) et 1,5 (eau). Les résistances à la compression et à la flexion du joint, déterminées par Bisoffi-Sauve (2016) sur 8 éprouvettes selon la norme NF EN 1015-11 (2000) (Figure 1.7), sont résumées dans le Tableau 1.2.

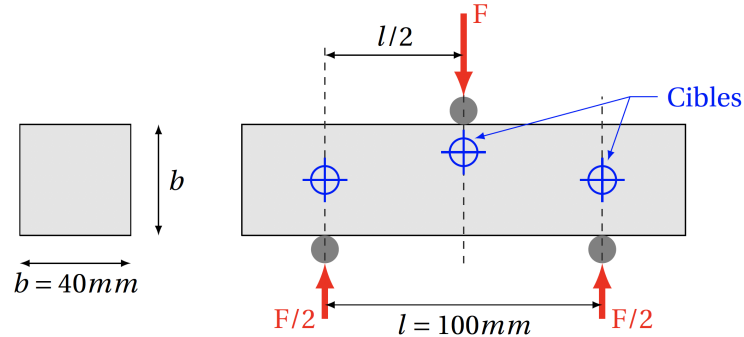


FIGURE 1.7 – Principe de l’essai de flexion 3 points (Bisoffi-Sauve, 2016)

1.2.2 L’assemblage

La maçonnerie étant constituée de blocs liés entre eux par des joints de mortier, il est indispensable d’appréhender le comportement mécanique de l’assemblage et notamment de l’interface bloc-mortier. De nombreuses études montrent, en effet, que l’interface entre le mortier et le bloc joue un rôle prépondérant dans le comportement structural global de la maçonnerie. Lourenço (1996) montre que l’interface constitue généralement le maillon faible de la maçonnerie, offrant un trajet de fissuration préférentiel. Cette partie se propose de présenter le comportement mécanique de l’interface à partir d’essais sur prismes (assemblage pierre-mortier) et de discuter de la constitution physique et chimique de cette interface.

Comportement mécanique en compression uniaxiale

Le mortier a généralement une résistance à la compression inférieure à celle des blocs mis en œuvre. Cependant, lorsque que le mortier est confiné entre deux blocs et soumis à un effort de compression uniaxiale, sa résistance à la compression augmente. En effet, si le mortier est plus souple que la pierre, les déformations axiale et latérales doivent être plus importantes sur le mortier que sur la pierre pour un état de contrainte normale donné. Ces déformations latérales sont néanmoins empêchées par les blocs de pierre (Figure 1.8). Le mortier se trouve donc dans un état triaxial de compression lui conférant une meilleure résistance à la compression. Ce phénomène de confinement peut conduire à une résistance globale d’une éprouvette composée de blocs liés par des joints, équivalente à la résistance en compression des blocs seuls. Parent (2015) a mené des essais de compression uniaxiale sur des duos de pierres calcaires ($20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$) assemblées par un joint de mortier (sable, chaux hydraulique et eau) de 12 mm d’épaisseur. Il obtient une résistance à la compression du prisme de 7,9 MPa pour des résistances à la compression des pierres et du mortier respectivement de 9 MPa et 2 MPa.

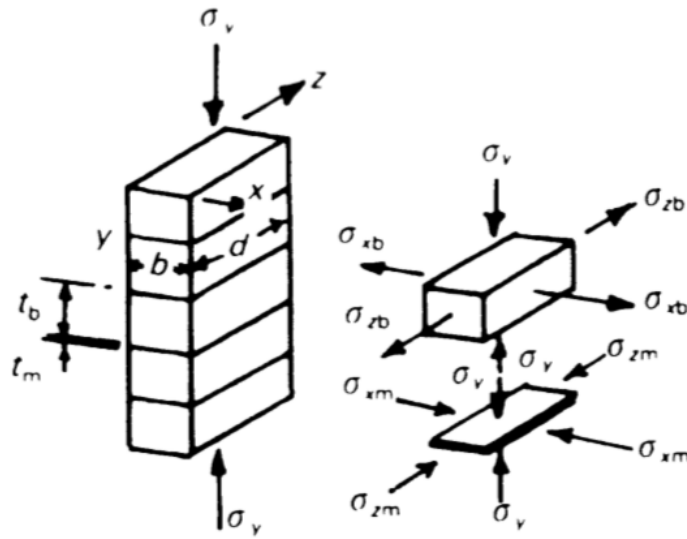


FIGURE 1.8 – Illustration du phénomène de confinement par blocage des déformations latérales du joint (Hendry, 1998)

Par ailleurs, sur la base de différents travaux, Hendry (1998) a montré que la résistance d'un assemblage en compression était directement liée à l'épaisseur du joint. En effet, plus l'épaisseur du joint de mortier est importante, moins le joint est confiné, ce qui tend à diminuer la résistance globale de l'assemblage. La Figure 1.9 issue de ces travaux illustre la résistance en compression uniaxiale d'un prisme composé d'au moins 2 blocs, normalisée par rapport à la résistance des blocs utilisés, en fonction du ratio (noté α) de l'épaisseur du joint sur la hauteur du bloc. Dans les constructions courantes ce ratio est compris entre 0,05 et 0,15. On constate que pour cet ordre de grandeur, la résistance en compression de l'assemblage est effectivement proche de celle du bloc seul.

Comportement mécanique en traction uniaxiale

L'identification expérimentale du comportement en traction des assemblages maçonnés est un travail délicat. En effet, les faibles déplacements mis en jeu ainsi que le comportement quasi-fragile de l'assemblage nécessite un protocole expérimental complexe à mettre en œuvre. Cette partie se propose d'analyser les méthodes existantes pour déterminer ces propriétés de rupture en traction uniaxiale. Notons que nous considérons ici l'assemblage comme un matériau multiphasique impliquant un endommagement localisé le long de l'interface bloc-mortier ou au sein du joint de mortier.

La caractérisation des propriétés de rupture de l'assemblage en traction est généralement réalisée sur un duo de blocs assemblés par un joint de mortier. Les protocoles expérimentaux présents dans la littérature se distinguent donc surtout dans la mise en place de conditions aux limites particulières. La Figure 1.10 illustre les 4 principaux protocoles expérimentaux utilisés. On constate que deux techniques sont utilisées pour appliquer l'effort de traction aux blocs : par broches traversant les blocs (Figures 1.10a, 1.10b et 1.10c) ou par liaison collante à l'aide de résine (Figure 1.10d). Selon la résistance en compres-

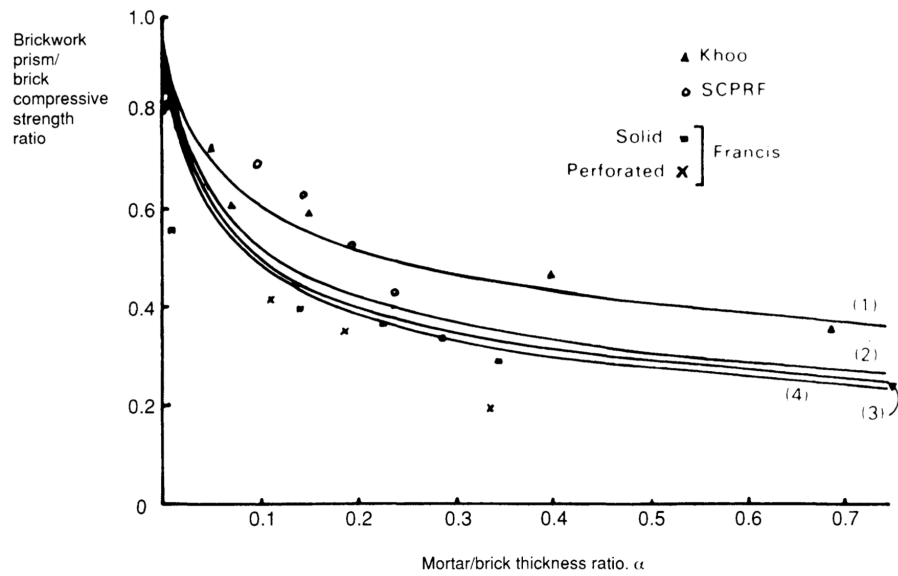


FIGURE 1.9 – Influence de l'épaisseur du joint sur la résistance en compression d'un assemblage maçonné (Hendry, 1998)

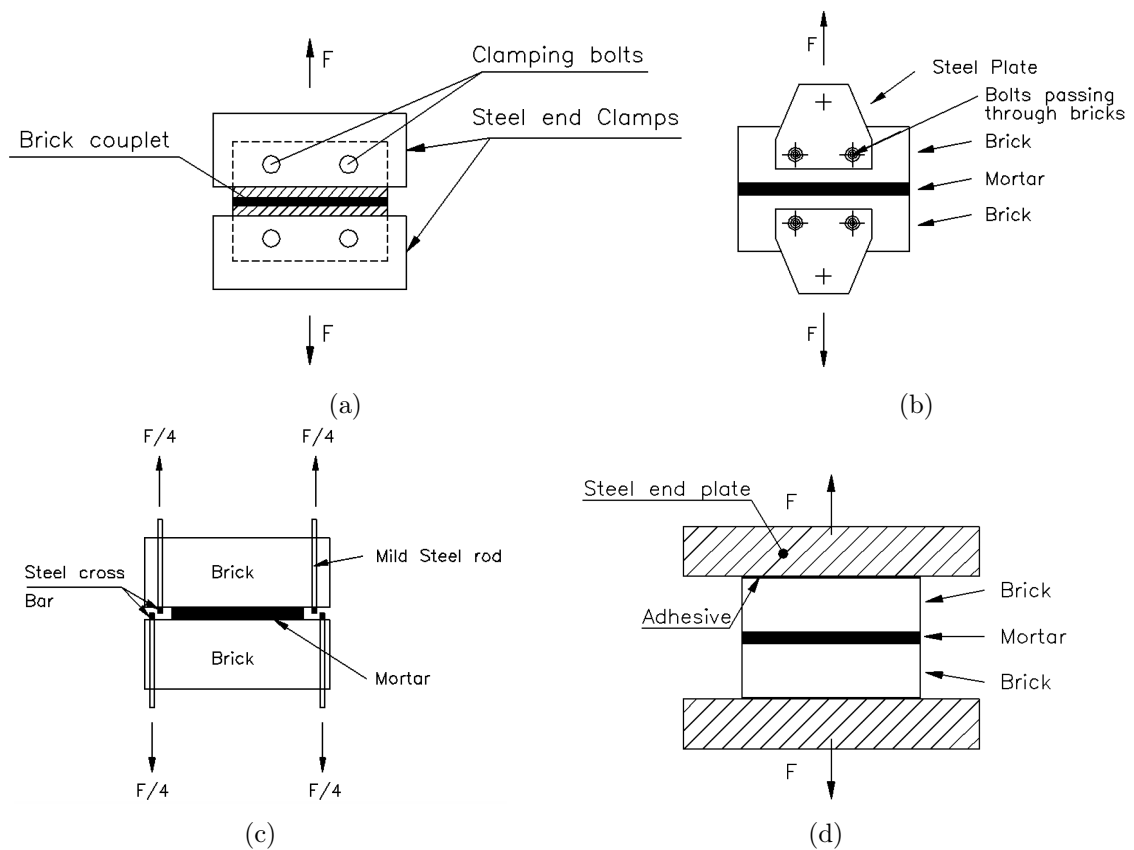


FIGURE 1.10 – Protocoles expérimentaux couramment utilisés pour la détermination des propriétés de rupture d'un assemblage maçonné en traction directe (Barros et al., 2002)

sion des blocs, des mors auto-serrants peuvent également être mis en œuvre. Les broches permettent une réalisation rapide des essais mais les contraintes locales appliquées à la

pierre peuvent être importantes, limitant leur utilisation aux pierres résistantes. La liaison collante permet de transmettre l'effort de traction de manière uniforme sans solliciter la pierre localement, mais nécessite généralement un temps de séchage de la colle important. Quel que soit le procédé utilisé, il est important de concevoir un montage permettant de transmettre un effort de traction uniforme sur toute la surface du joint ou de l'interface (Bisoffi-Sauve, 2016).

Van der Pluijm (1999) est l'un des premiers auteurs à avoir étudié expérimentalement le comportement en traction de l'interface avec des blocs d'argiles et de silicate de calcium, en utilisant le protocole présenté en Figure 1.10d. Plus récemment, Bisoffi-Sauve (2016) a également proposé une étude sur des assemblages de blocs calcaires. Les réponses expérimentales de ces deux études conduisent à des comportements similaires (Figure 1.11). Une forte raideur initiale suivie d'une résistance en traction atteinte pour un déplacement d'ouverture de quelques micro-mètres et enfin un écrouissage négatif jusqu'à décohésion complète de l'interface.

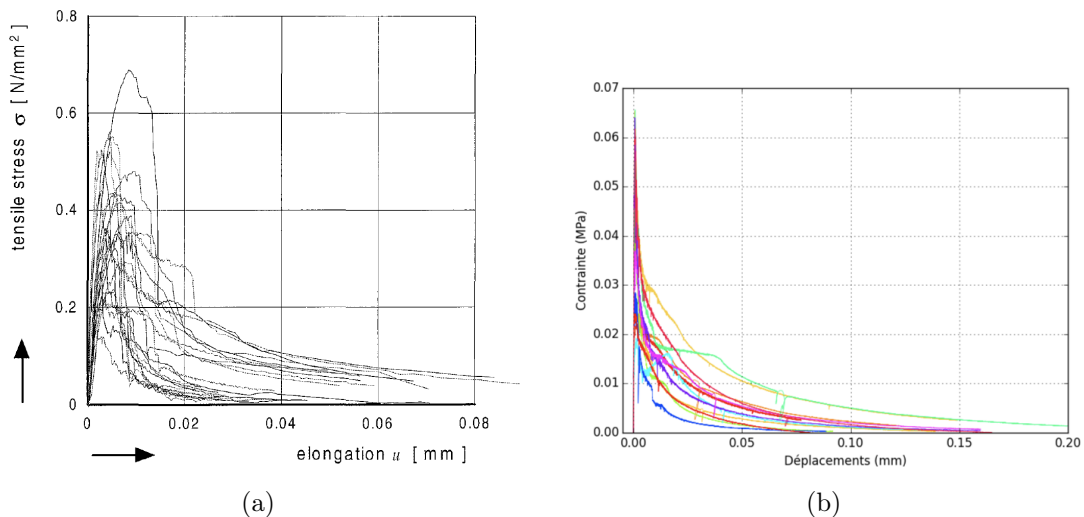


FIGURE 1.11 – Réponses expérimentales de (a) Van der Pluijm (1999) et (b) Bisoffi-Sauve (2016) permettant d'identifier le comportement mécanique des interfaces en traction

Au-delà du choix de la liaison entre les blocs et le bâti d'essai, on trouve dans la littérature beaucoup d'interrogations sur l'utilisation d'un degré de liberté en rotation au niveau de l'application de l'effort de traction. Van der Pluijm (1999) et Hordijk (1991) considèrent que le blocage de la rotation est plus approprié pour appliquer uniformément l'effort de traction à l'interface et limiter l'initiation de la fissuration dans un angle du spécimen. Cependant, Mier (2017) précise que le blocage en rotation conduit à une surestimation de l'énergie de rupture, déterminée en calculant l'aire sous la réponse contraire-déplacement. Ce point sera développé plus en détail dans le Chapitre 2 lors de la campagne expérimentale de caractérisation menée sur des duos de pierres calcaires soumis à un effort uniaxial de traction.

Le comportement mécanique en traction d'assemblages maçonnés modernes est également une préoccupation actuelle. Sandoval et Arnau (2017) proposent une étude expé-

mentale de caractérisation des propriétés de rupture d'assemblages composés de briques creuses et de joints de mortier de ciment. En utilisant le même protocole que [Van der Pluijm \(1999\)](#), ces constatations semblent aller dans le sens des observations précédentes (Fig. [1.12a](#)). L'asservissement de l'essai en déplacement d'ouverture a également permis d'obtenir l'énergie de rupture en traction, en calculant l'aire sous la réponse contrainte normale-ouverture. Au regard de la Figure [1.12b](#), qui représente l'énergie de rupture en fonction de la résistance en traction des campagnes expérimentales de [Sandoval et Arnau \(2017\)](#) et [Van der Pluijm \(1999\)](#), la corrélation entre ces deux grandeurs physiques semble exister, bien que présentant une forte dispersion.

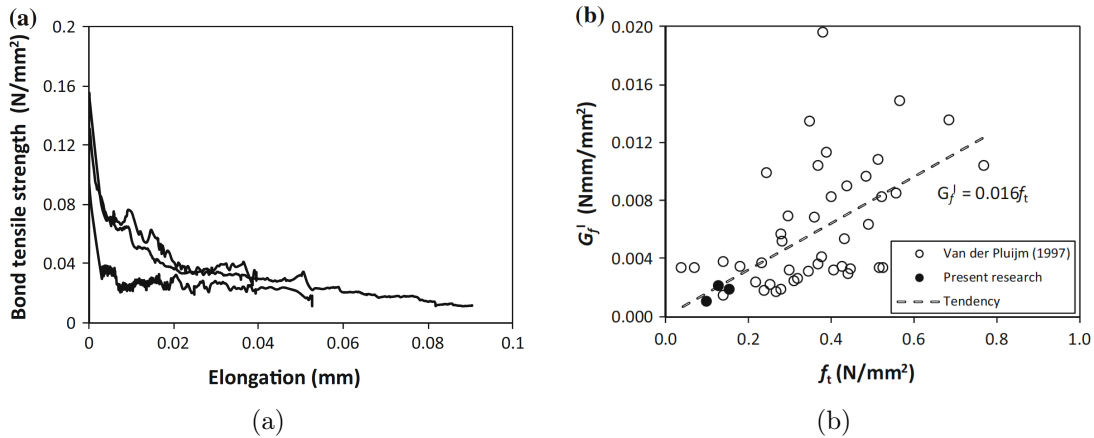


FIGURE 1.12 – Réponses expérimentales de [Sandoval et Arnau \(2017\)](#)

On notera cependant qu'en fonction des matériaux étudiés, la tendance fragile de l'interface est plus ou moins marquée. Les différents auteurs cités précédemment constatent par ailleurs que la fissuration est principalement localisée à l'interface bloc-mortier, appuyant le fait que cette dernière joue effectivement un rôle déterminant dans la résistance en traction d'un assemblage et constitue l'élément faible de la maçonnerie.

Comportement en cisaillement

L'identification du comportement en cisaillement des assemblages maçonnés est généralement réalisée en appliquant une contrainte normale au joint. Cette combinaison de la compression et du cisaillement permet d'une part de stabiliser l'essai et d'autre part d'identifier le comportement frictionnel de l'interface. On trouve dans la littérature une large variété de protocoles expérimentaux permettant de réaliser un essai de cisaillement sous contrainte normale de compression sur des assemblages maçonnés. Le but étant d'appliquer un effort de cisaillement direct au joint en limitant les effets de flexion. Les essais les plus fréquemment utilisés sont (i) le protocole introduit par [Van der Pluijm \(1999\)](#) (Fig. [1.13a](#)), (ii) l'essai sur couplet (Fig. [1.13b](#)) et (iii) l'essai sur triplet, recommandé par la norme [NF EN 1052-3 \(2003\)](#) (Fig. [1.13c](#)).

[Van der Pluijm \(1999\)](#) utilise des mors particuliers permettant d'annuler le moment au milieu du joint. Il obtient les réponses contrainte-déplacement illustrées en Figure [1.14a](#). Ces réponses soulignent tout d'abord le domaine linéaire précédant le pic de contrainte.

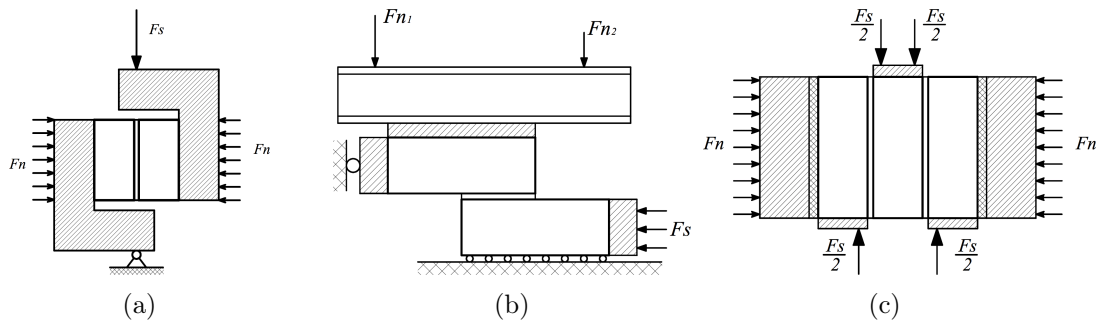


FIGURE 1.13 – Protocoles d'essais en compression et cisaillement : (a) proposé par Van der Pluijm (1999), (b) essai sur *couplet* et (c) essai sur *triplet*. (Lourenço et Ramos, 2004)

Ensuite, une fois la résistance en cisaillement atteinte, la contrainte de cisaillement τ décroît progressivement jusqu'à atteindre une valeur constante. Le plateau de contrainte en fin d'essai est généralement appelé contrainte résiduelle de cisaillement τ^{res} . Cette dernière correspond à la résistance au frottement une fois que l'interface est complètement rompue. Dans ces conditions, la contrainte résiduelle permet de déterminer le coefficient de frottement :

$$\tau^{res} = \mu \sigma_I \quad (1.1)$$

où μ est le coefficient de frottement et σ_I la contrainte normale appliquée au joint.

On remarque également que plus la contrainte normale au joint augmente, plus la résistance en cisaillement et la contrainte résiduelle sont élevées (Fig. 1.14a).

L'essai sur un triplet de blocs (Fig. 1.13c) est également très représenté dans la littérature (Lourenço et Ramos, 2004, Bisoffi-Sauve, 2016, Sandoval et Arnau, 2017). Certains auteurs estiment qu'un test sur une éprouvette comportant plusieurs joints de mortier évalue en fait la résistance du joint le plus faible et est plus difficile à analyser. Néanmoins, Zhang et al. (2018) ont montré qu'une sollicitation répartie sur deux joints de mortier n'influait pas significativement la propagation de la fissuration interfaciale et permettrait d'identifier la réponse mécanique d'un "joint moyen". De plus, la plupart des normes actuelles formulées pour l'identification de la résistance en cisaillement des maçonneries recommandent l'essai sur triplet. La Figure 1.14b présente les résultats expérimentaux de la campagne menée par Sandoval et Arnau (2017) sur des briques creuses. Les constatations expérimentales sont similaires à celles introduites précédemment. Cependant, Sandoval et Arnau (2017) remarquent que pour une contrainte normale suffisamment élevée, la fissuration ne se propage plus uniquement au sein des interfaces mais peut traverser les blocs.

Comportement de l'interface

La plupart des auteurs cités précédemment remarquent que lors d'une sollicitation de traction ou de cisaillement de duo ou triplet, la fissuration se développe au sein de l'interface bloc-mortier. Cette section se propose de présenter l'interface à l'échelle microscopique afin d'identifier les phénomènes physiques et chimiques conduisant à la faiblesse de cette dernière.

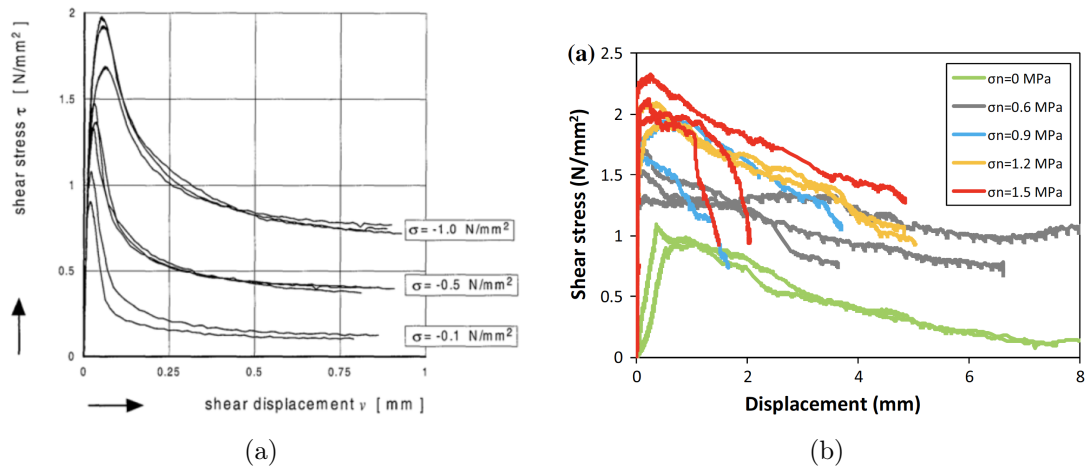


FIGURE 1.14 – Réponses expérimentales en cisaillement sous contrainte normale de (a) Van der Pluijm (1999) et (b) Sandoval et Arnau (2017)

Le comportement structurel des interfaces, au sens de liaison bloc-mortier, est peu présent dans la littérature. Cependant, quelques auteurs (Raffard et al., 2001, Lindqvist, 2009, Szemerey-Kiss et Török, 2017, Karatasios et al., 2018) se sont intéressés à ce sujet en conservant une approche mésoscopique de l'interface. En effet, la maçonnerie n'est généralement pas étudiée à l'échelle du granulat de mortier car, comme nous le verrons dans la suite de ce chapitre, les modélisations dédiées aux maçonneries se placent, à minima, à l'échelle du joint.

Afin d'établir les différences entre les propriétés mécaniques de l'interface et celles des éléments de la maçonnerie (bloc et joint), Raffard et al. (2001) ont réalisé des essais de compression uniaxiale sur des prismes en observant les déformations locales autour du joint de mortier. Les éprouvettes utilisées sont composées de 2 pierres calcaires d'une résistance moyenne à la compression $R_c = 12$ MPa et d'un joint mortier de chaux ($R_c = 8,5$ MPa). La Figure 1.15 montre les déformations horizontale (L_{xx}), verticale (L_{yy}) et de cisaillement (L_{xy}) le long de l'assemblage pour une contrainte normale de 8,2 MPa. On constate que les interfaces présentent des déformations perpendiculaires aux joints importantes. Raffard et al. (2001) supposent que ce pic de déformation provient de la forte porosité de l'interface qui résulte du non-développement des réactions chimiques à cause de l'absorption de l'eau présente dans le mortier par la pierre calcaire.

Karatasios et al. (2018) ont mené une étude expérimentale afin de déterminer la compatibilité de différents mortiers avec des blocs de Marne (pierre sédimentaire composée principalement de carbonate de calcium et d'argile) classés selon leur résistance à la compression R_c , allant de 6 à 62 MPa. Différents liants ont également été utilisés pour la formulation des mortiers (ciment, chaux hydraulique, chaux+pouzzolane et chaux+métakaolin). Plusieurs essais mécaniques ont été réalisés afin de lier la résistance en flexion (à partir d'un essai de flexion 3 points) du mortier et de la pierre à la résistance à la décohesion (à partir d'un essai de flexion 4 points sur prismes) de l'interface bloc-mortier. La Figure 1.16 illustre l'évolution de la résistance à la décohesion de l'interface en fonction de la ré-

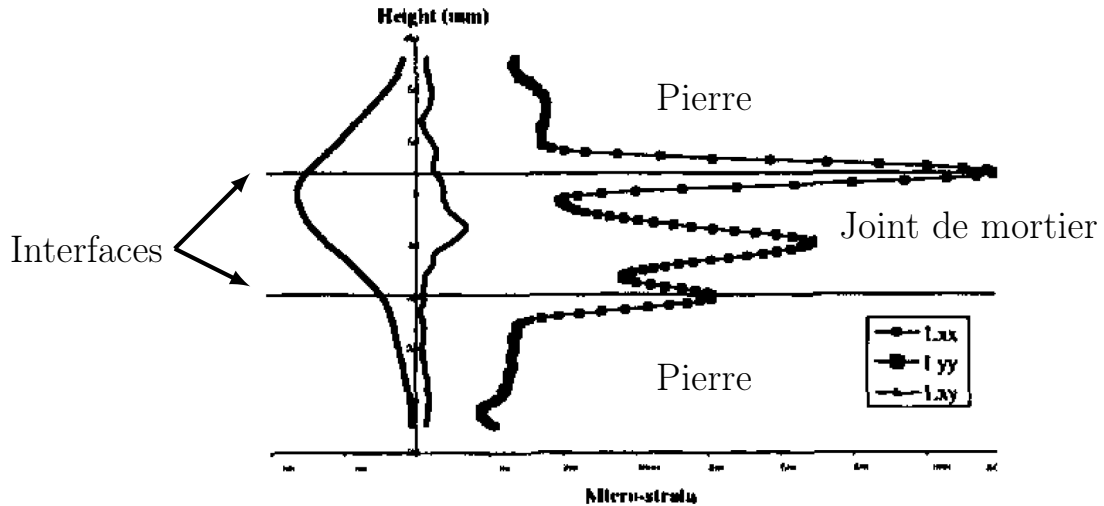


FIGURE 1.15 – Evolution des déformations avant rupture le long d'un prisme maçonné lors d'un essai de compression uniaxial (Raffard et al., 2001)

sistance en flexion du mortier (axe principal) ainsi que de la porosité ouverte de ce dernier (axe secondaire). Ces résultats semblent aller dans le sens des observations précédentes en montrant que plus le mortier est poreux, moins l'interface pierre-mortier est résistante.

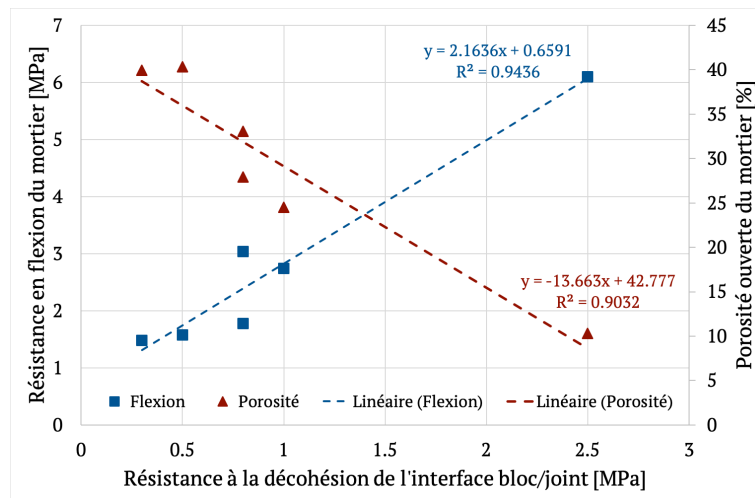


FIGURE 1.16 – Résistance à la décohéation de l'interface en fonction de la résistance en flexion et de la porosité du mortier, d'après Karatasios et al. (2018)

Cependant, les propriétés mécaniques du mortier seul ne suffisent pas à prédire la résistance de l'interface, l'état de surface de la pierre doit permettre une bonne adhérence grâce à une rugosité de surface compatible avec les particules fines du mortier. Karatasios et al. (2018) estiment que l'adhérence optimale d'une maçonnerie se caractérise par un arrachement de faibles parties de pierre ou de joint, comme le montre la Figure 1.17. Ce mode de ruine permet ainsi de garantir que toute défaillance potentielle se produira à l'intérieur du mortier ou à l'interface pierre-mortier, plutôt que dans la pierre, et tend à conserver la stabilité de l'ouvrage.



FIGURE 1.17 – Arrachement de pierre lors d’un essai de flexion 4 points sur primes
(Karatasios et al., 2018)

Nous avons vu dans cette partie que l’identification des propriétés mécaniques de l’interface est réalisée à partir d’essais sur prismes (duo ou triplet) maçonnés. Ils permettent un contrôle précis des conditions limites ainsi que des conditions de chargement. Au vu du comportement mécanique de l’interface, il semble qu’il existe une zone particulière d’épaisseur non nulle ayant des propriétés différentes du bloc et du joint de mortier. Cette zone poreuse se caractérise par une raideur plus faible que celle des constituants de la maçonnerie et est propice à l’initiation et à la propagation de la fissuration. Nous verrons dans la suite de ce chapitre que des modèles numériques permettent de prendre en compte les comportements distincts du bloc, du joint et de l’interface dans la simulation numérique afin de décrire finement le comportement mécanique de la maçonnerie.

La partie suivante propose d’identifier les protocoles expérimentaux utilisés pour la réalisation d’essais mécaniques sur des panneaux maçonnés. Ces essais de grandes dimensions servent généralement à la validation d’un modèle numérique, alimenté par des essais sur prismes.

1.2.3 Comportement mécanique d’un mur maçonné

Cette partie se propose de décrire le comportement mécanique de panneaux maçonnés sollicités en compression, en traction et en cisaillement. Nous nous consacrerons uniquement ici à l’étude du comportement mécanique de maçonneries constituées de blocs parallélépipédiques (pierres de tailles ou éléments fabriqués : briques, agglomérés de béton) appareillés et jointoyés au mortier.

1.2.3.1 Comportement en compression

La maçonnerie montre une très bonne résistance face à une sollicitation de compression axiale. De ce fait, les structures ont été construites de telle sorte que la maçonnerie soit principalement sollicitée en compression. Traditionnellement, la compression uniaxiale perpendiculaire aux lits était donc considérée comme la seule propriété mécanique pertinente pour qualifier la maçonnerie. Le comportement mécanique de la maçonnerie en compression peut s’apparenter à celui d’un prisme bloc-mortier-bloc présenté dans la partie précédente.

La détermination de la résistance en compression d’éléments maçonnés est décrite par la norme NF EN 1052-1 (1999) qui spécifie les dimensions des murets et les conditions

d'essais. On trouve dans la littérature plusieurs campagnes expérimentales de caractérisation s'inspirant de cette norme pour déterminer la résistance à la compression de panneaux maçonneries menées sur différents types de blocs (Alecci et al., 2019, Mojsilović et Stewart, 2019). La Figure 1.18 illustre les résultats obtenus par Alecci et al. (2019) sur des panneaux composés de briques pleines et de joints de mortier de ciment+chaux. On constate que la réponse en compression d'un panneau maçonné s'apparente à celle d'un bloc ou d'un prisme. Elle comprend un domaine linéaire suivie d'une décroissance de la contrainte normale après le pic. La fissuration est généralement diffuse et conduit à un endommagement des blocs et des joints de mortier.

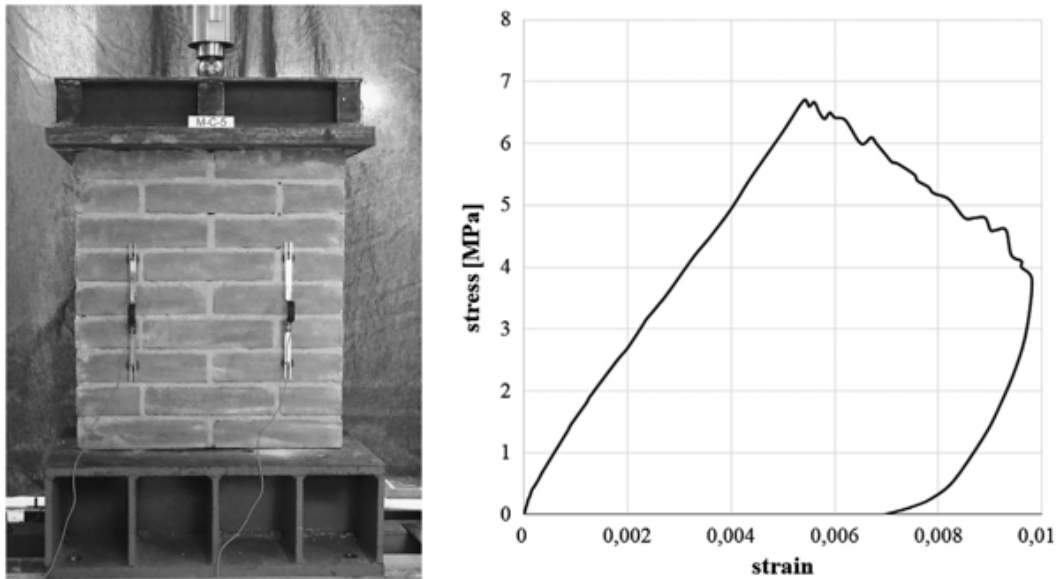


FIGURE 1.18 – Essai d'un panneau maçonné en compression et réponse contrainte-déplacement (Alecci et al., 2019)

1.2.3.2 Comportement en traction uniaxiale

Au regard du comportement mécanique des assemblages, présenté dans la partie précédente, nous avons vu que la résistance en traction de la maçonnerie était généralement liée à la résistance de l'interface bloc-mortier. Les essais de traction uniaxiale sur panneaux maçonnés ne semblent donc pas les plus adaptés pour décrire précisément le comportement mécanique de l'interface car l'appareillage de blocs rend complexe l'identification des sollicitations au sein du panneau. Cependant, ils apportent des informations sur les mécanismes de ruine présents lors d'une sollicitation de traction parallèle et perpendiculaire aux lits de mortier. Plusieurs auteurs ont ainsi réalisé des campagnes expérimentales (Backes, 1985, Mann, 1991, Schubertl, 1994) en suivant le protocole décrit en Figure 1.19. Un muret est réalisé et collé directement sur des profilés métalliques afin d'appliquer l'effort de traction directe. L'orientation du panneau est choisie en fonction du sens de sollicitation souhaité (perpendiculaire ou parallèle aux joints).

La plupart des essais sont réalisés selon deux directions de chargement :

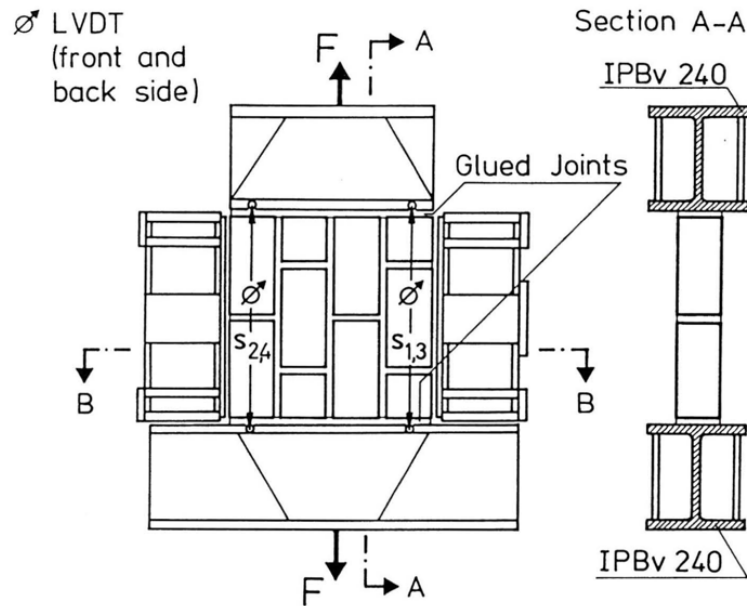


FIGURE 1.19 – Protocole expérimental d’un essai de traction directe mené sur panneau maçonné (Backes, 1985)

- (1) Essai parallèle aux lits de mortier (Figure 1.20a). Dans cette configuration, deux types de rupture sont observés et dépendent de la résistance des blocs, des joints ainsi que des interfaces. Dans le cas 1, illustré en Figure 1.20a, la rupture intervient par décohérence de l’interface et fissuration verticale des blocs. La résistance en traction des blocs est ainsi inférieure à la résistance au cisaillement des interfaces. Dans le cas contraire (cas 2, Fig. 1.20a), la fissuration contourne les blocs, sollicitant les interfaces en traction et en cisaillement. Ces deux modes de ruine ont également été observés par Backes (1985) et sont illustrés en Figure 1.21. On notera par ailleurs que l’endommagement est localisé au niveau de l’interface et que ce type de sollicitation conduit à des trajets de fissuration complexes au droit des angles des blocs.
- (2) Essai perpendiculaire aux lits de mortier (Figure 1.20b). Cet essai s’apparente plus à un essai de traction directe sur duo de pierres. La fissure peut se propager le long de l’interface ou au sein des blocs si ces derniers présentent une résistance en traction plus faible que celle du mortier.

1.2.3.3 Comportement en cisaillement

Cette partie se propose de présenter le comportement de la maçonnerie en cisaillement autour de deux configurations d’essais : compression diagonale et cisaillement plan.

Compression diagonale

L’essai de compression diagonale sur un panneau maçonné est défini par les normes E519 (2010) et LUM B6 (1991). Selon ces normes, un panneau carré de maçonnerie est soumis à une force de compression le long de sa diagonale, jusqu’à rupture. Plusieurs

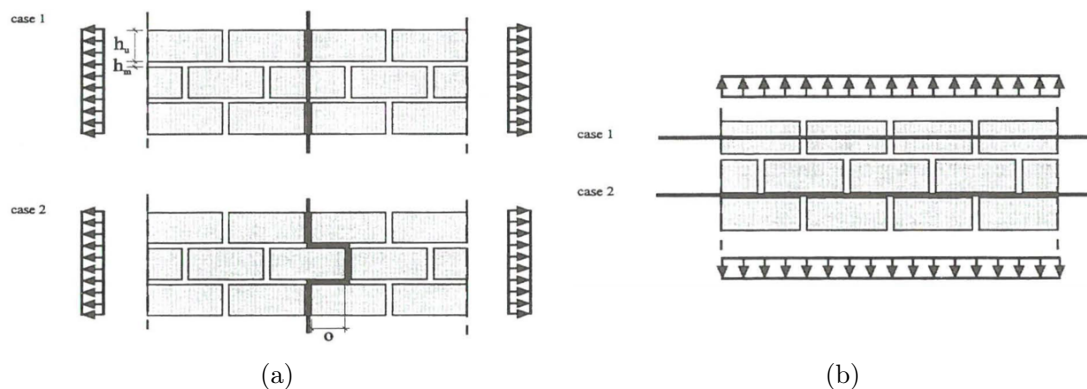


FIGURE 1.20 – Sollicitation de traction (a) parallèle et (b) perpendiculaire aux lits de mortier (Schubertl, 1994)

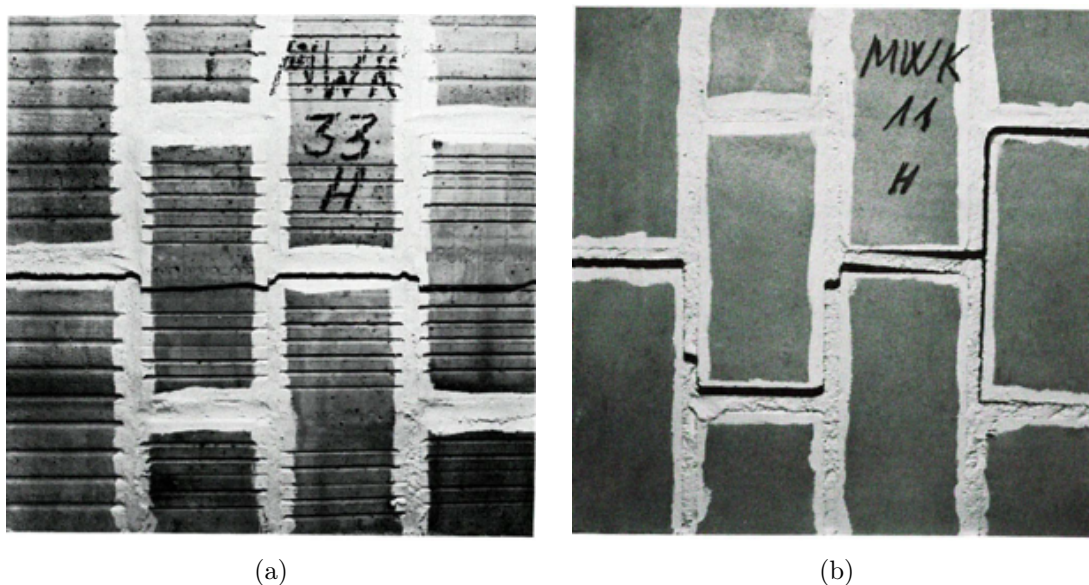


FIGURE 1.21 – Mécanismes de ruine observés pour une sollicitation parallèle aux lits de mortier [Fig. 1.20a] : (a) Cas 1 et (b) Cas 2 (Backes, 1985)

auteurs proposent ainsi des campagnes expérimentales en suivant les recommandations de la norme ASTM (Figure 1.22a) ou en apportant des modifications afin de faciliter la réalisation de cet essai (Figure 1.22b) (Alecci et al., 2013, Knox et al., 2018, Parker et al., 2019). Le deuxième protocole expérimental est d'ailleurs largement utilisé pour réaliser des essais *in situ* pour tester un mur existant (Corradi et al., 2003, Brignola et al., 2008).

Knox et al. (2018) ont mené des essais de compression diagonale en suivant le protocole expérimental illustré en Figure 1.22b. Au total, 6 murs ont été testés selon deux configurations. Dans les deux cas, un mortier de ciment de Portland et de chaux a été utilisé. Trois murs ont été testés avec des briques pleines entières (murs nommés FS) et trois murs avec des demi-briques pleines (murs nommés HS). La Figure 1.23 illustre les réponses contrainte-déformation des murs testés. On constate que la résistance à la compression diagonale (pic de contrainte) présente une grande variabilité (environ 40%). De plus, la partie post-pic

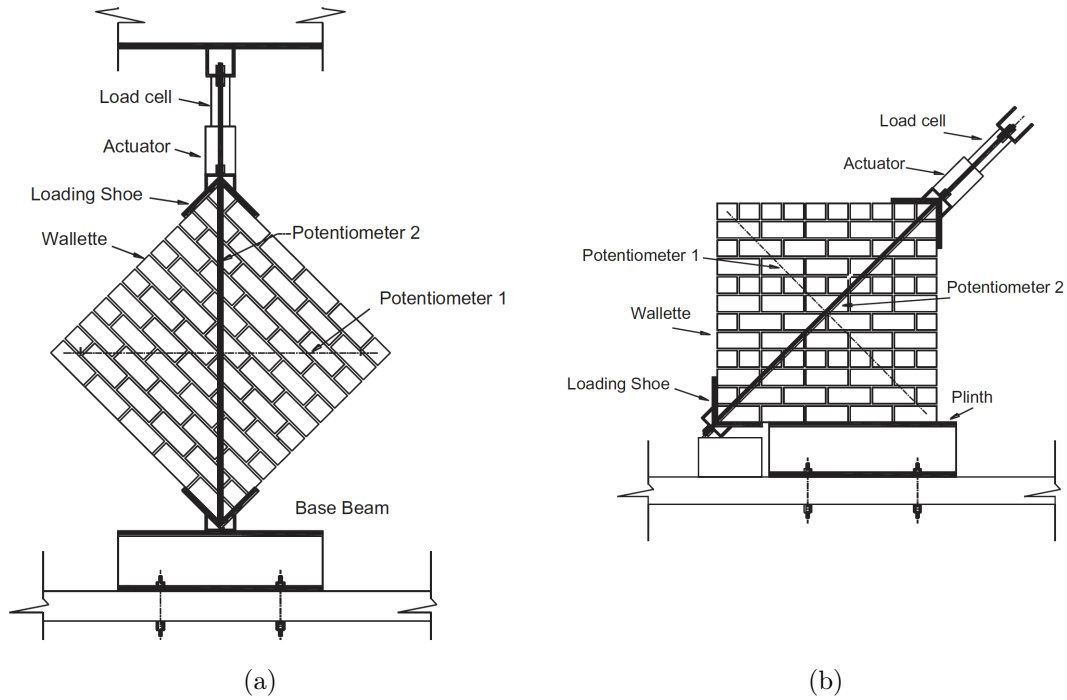


FIGURE 1.22 – Essai de compression diagonale sur panneau (a) protocole recommandé par la norme E519 (2010) et (b) protocole modifié (Knox et al., 2018)

n'est parfois pas bien décrite expérimentalement du fait des instabilités brutales lors de la propagation de la fissuration.

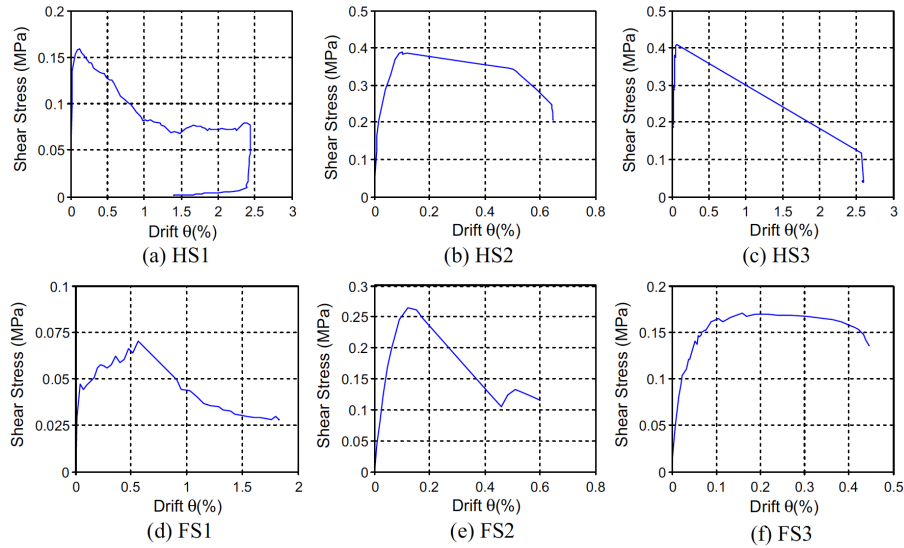


FIGURE 1.23 – Réponses contrainte-déformation obtenues sur des panneaux maçonnés sollicités en compression diagonale (Knox et al., 2018)

Lors d'un essai de compression diagonale, les fissures se développent généralement en partant du centre du spécimen et se propagent vers les coins où se trouve l'application de la charge diagonale (Figure 1.24). Dans le cas général, on considère que l'état de contrainte

au centre du panneau est généré par du cisaillement pur et que les directions principales coïncident avec les diagonales. Cependant, l'essai proposé par la norme E519 (2010) peut conduire à des sollicitations de traction le long de la diagonale du panneau (Bisoffi-Sauve, 2016), ce qui conduit à des profils de rupture variables (Figure 1.24).

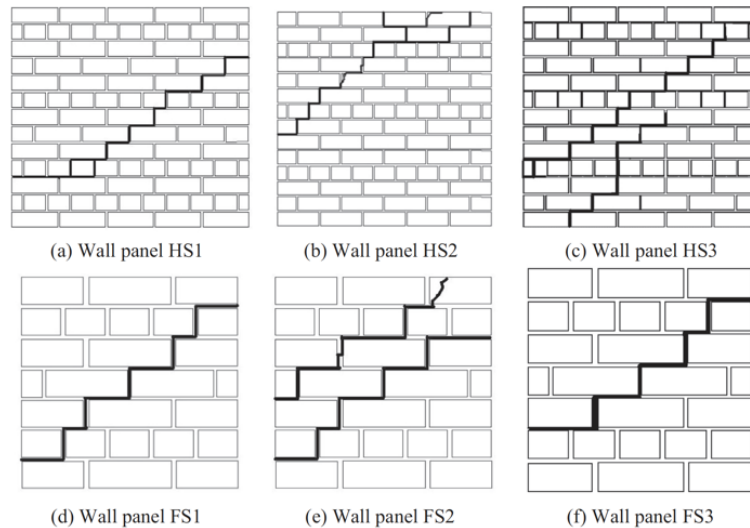


FIGURE 1.24 – Profils de fissuration en compression diagonale (Knox et al., 2018)

Cisaillement plan sous charge verticale

La détermination du comportement mécanique en cisaillement d'un panneau maçonné peut également être réalisée en appliquant un chargement vertical (perpendiculaire aux joints de mortier) uniformément réparti et un effort horizontal ponctuel en tête de mur (Larbi et Harris, 1990, Vermeltfoort et al., 1993, Bisoffi-Sauve, 2016, Oliveira et al., 2016). Plusieurs protocoles expérimentaux ont été développés afin de maîtriser les conditions limites ainsi que les chargements appliqués au panneau maçonné. La Figure 1.25 illustre le protocole expérimental proposé par Larbi et Harris (1990). L'effort vertical est transmis au mur par l'intermédiaire d'un profilé métallique scellé au lit supérieur tandis qu'un vérin horizontal est utilisé pour appliquer un effort de cisaillement en tête de mur.

Lors d'un essai de cisaillement sous charge verticale, 4 mécanismes de ruine sont observables et illustrés en Figure 1.26. L'apparition de ces profils de fissuration dépend de l'élancement du panneau étudié ainsi que de l'effort de compression appliqué (Ponte et al., 2019). Notons que nous considérons ici un niveau de charge verticale initiale inférieure à la résistance en compression du panneau.

Lorsque l'élancement est important et que l'effort de compression est faible au regard de la résistance en compression du panneau maçonné, la ruine intervient par basculement (Fig. 1.26a). Une fissure due aux contraintes de traction se propage alors en pied de mur et le déplacement horizontal imprime au mur un mouvement de corps rigide, provoquant une rotation autour du pivot à la base du mur. Si la charge verticale est plus importante, la rupture du panneau maçonné intervient par écrasement à la base du mur (Fig. 1.26b). Cet écrasement résulte d'une sollicitation combinée de compression et de cisaillement sur

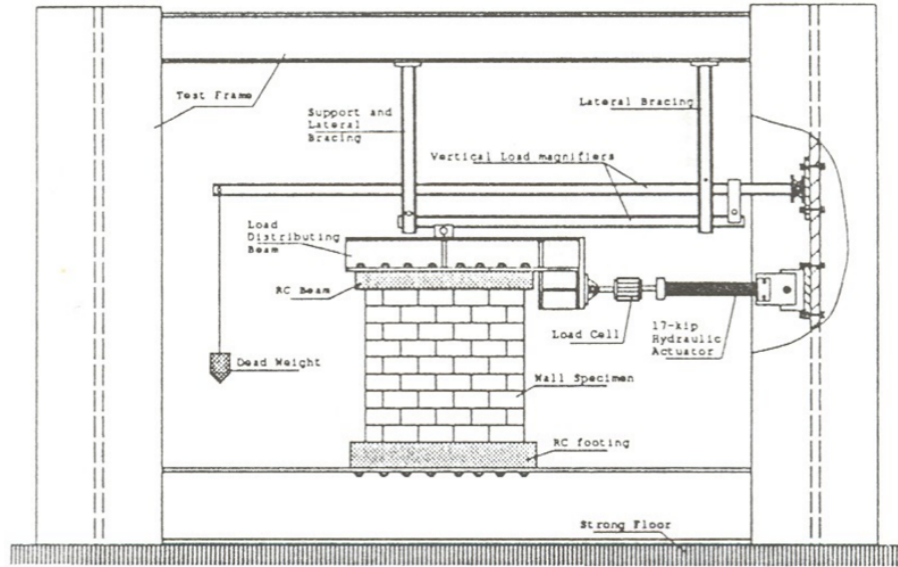
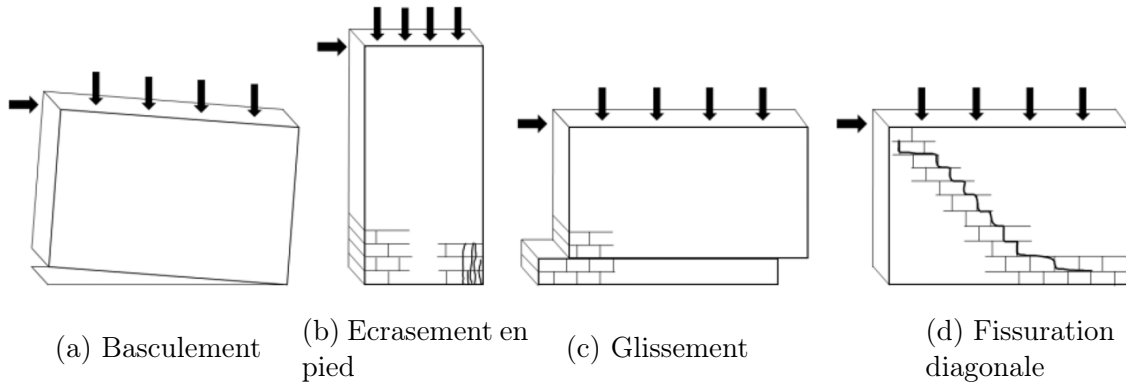


FIGURE 1.25 – Protocole expérimental proposé par Larbi et Harris (1990) pour la réalisation d'un essai de cisaillement sous chargement verticale

les blocs les plus sollicités et marque généralement les premières instabilités conduisant à une chute brutale de force horizontale.



(a) Basculement (b) Ecrasement en pied (c) Glissement (d) Fissuration diagonale

FIGURE 1.26 – Modes de ruine observés sur des panneaux maçonnés soumis au cisaillement sous charge verticale, d'après Ponte et al. (2019)

Lorsque l'élancement est faible et que l'effort de compression reste faible vis-à-vis de la résistance en compression du mur, une fissure intervient en pied de mur par rupture en traction des interfaces. Lorsque cette fissure finit par déboucher, la partie supérieure du mur glisse sur le premier lit de pierres (Fig. 1.26c). En conservant cet élancement et en augmentant la charge verticale initiale, la rupture s'observe généralement par l'initiation et la propagation d'une fissure diagonale (Fig. 1.26d). Les joints verticaux sont sollicités en traction tandis que les joints horizontaux sont sollicités en cisaillement plan.

Les réponses expérimentales de cet essai sont donc variées et dépendent du mécanisme de ruine observé. Dans les deux premières configurations (Figures 1.26a et 1.26b), une chute de force horizontale est observée après le pic. Cette chute de force est généralement liée à

des instabilités qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Lors d'une rupture par glissement ou fissuration diagonale (Figures 1.26c et 1.26d), la force horizontale devient constante en fin d'essai traduisant le comportement frictionnel des interfaces au niveau desquelles glisse la partie supérieure du mur. La Figure 1.27 présente les résultats expérimentaux obtenus par Vermeltfoort et al. (1993) pour une rupture par fissuration diagonale.

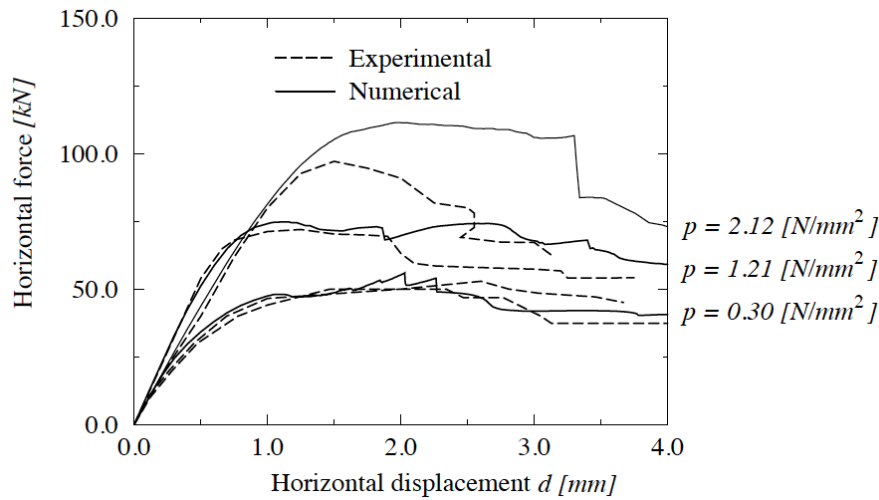


FIGURE 1.27 – Réponses force-déplacement d'un panneau soumis au cisaillement sous charge verticale (Lourenço, 1996) d'après Vermeltfoort et al. (1993)

L'essai de cisaillement plan sous charge verticale constante semble plus approprié que l'essai de compression diagonale pour identifier le comportement mécanique de la maçonnerie et par extension la validation d'un modèle numérique. En effet, il offre plusieurs avantages :

- (1) il offre la possibilité d'expérimenter plusieurs niveaux de charge verticale afin de faire varier les mécanismes de ruine,
- (2) il conduit à des profils de rupture plus répétables (Vermeltfoort et al., 1993),
- (3) il semble plus représentatif des sollicitations réellement appliquées à un panneau soumis à des chargements horizontaux (vent, séisme),
- (4) il met en œuvre un ensemble de mécanismes décrits à l'échelle mésoscopique (rupture en traction et en cisaillement des interfaces, frottement), permettant la validation plus complète d'une modélisation numérique.

En résumé, nous avons vu dans cette partie que les essais réalisés sur des assemblages sont dédiés à l'identification des propriétés mécaniques des constituants de la maçonnerie tandis que les essais sur panneaux sont généralement utilisés pour valider un modèle numérique, alimenté par les essais de caractérisation sur des prismes. Sur la base de ces observations expérimentales, nous proposons dans la suite de ce chapitre, de présenter les modèles numériques développés pour simuler le comportement mécanique de la maçonnerie.

1.3 Modélisation du comportement mécanique des maçonneries

Dans cette partie, nous présenterons dans un premier temps les modèles basés sur la prise en compte du caractère hétérogène de la maçonnerie, *i.e.* les modèles basés sur une gestion distincte des propriétés des blocs et des joints/interfaces. Ces modèles sont généralement formulés à l'échelle microscopique ou mésoscopique. Dans un second temps, nous étudierons les modèles adaptés au comportement global de la maçonnerie.

On trouve dans la littérature un grand nombre de modèles et de stratégies de modélisation permettant de simuler le comportement mécanique de la maçonnerie. Le choix de la modélisation la plus adaptée dépend généralement, de la précision souhaitée, du type de comportement étudié (élasticité, endommagement, frottement), de l'échelle d'étude ou encore des contraintes de temps de calcul et de complexité de mise en place du modèle. Nous présenterons donc ici les deux méthodes numériques utilisées majoritairement pour décrire le comportement mécanique des maçonneries : la Méthode aux éléments finis (MEF) et la Méthode aux éléments discrets (MED). Cette partie propose dans un premier temps, une présentation succincte du fonctionnement de chaque méthode. Dans un second temps, nous verrons les différents modèles de comportement développés pour décrire le comportement mécanique de la maçonnerie en fonction de l'échelle d'étude. Sur cette base, nous présenterons dans un dernier temps les avantages et limites de chaque méthode de calcul et nous présenterons l'approche numérique ainsi que le code de calcul choisi dans cette étude.

1.3.1 Présentation des méthodes de modélisation

Cette partie se propose de présenter les 2 approches MEF et MED. Notons qu'aujourd'hui, ces méthodes se trouvent utilisées simultanément dans certains codes de calcul. D'un côté, des extensions ont été développées dans un contexte continu, pour prendre en compte des phénomènes discrets tels que les discontinuités, leurs mouvements et leurs interactions. Et de l'autre, des approches discrètes ont pu être enrichies pour considérer également les comportements continus. Le but de cette partie n'est donc pas de confronter les méthodes aux éléments finis et aux éléments discrets pour conclure sur la plus adaptée à la description du comportement mécanique de la maçonnerie, mais de présenter les singularités et spécificités de ces deux approches numériques afin de définir la plus adaptée au contexte de cette étude.

1.3.1.1 Méthode aux éléments finis

L'objectif de la Méthode aux éléments finis (MEF) est de déterminer une fonction, solution de l'équation aux dérivées partielles (EDP) dans un domaine donné et pour des conditions limites données (Manet, 2013). L'EDP décrit généralement la loi de comportement du matériau, liant la contrainte au déplacement, en tenant compte des efforts ou déplacements imposés à l'élément. Le principe fondamental de la MEF est de diviser un

domaine en éléments finis (appelés également mailles), formés par des nœuds interconnectés, sur lesquels les champs sont approximés par des fonctions de forme polynomiale. Ses approximations permettent de simplifier les équations physiques non linéaires afin de résoudre l'EDP aux points de Gauss. La résolution complète du système sur l'ensemble du domaine d'étude se réalise de manière discrète aux points de Gauss du maillage de proche en proche, en tenant compte des conditions aux limites imposées. Une modélisation par la méthode des éléments finis peut se décomposer en plusieurs étapes : (i) la définition du maillage, (ii) l'implémentation de la loi de comportement, (iii) l'application des conditions aux limites et des sollicitations, (iv) la résolution du problème discrétisé et (v) le post-traitement.

La génération du maillage est une étape essentielle dans la modélisation et il est généralement nécessaire d'étudier la sensibilité de la discrétisation sur la réponse du modèle (Parent, 2015). En effet, un maillage fin permet une meilleure approximation des champs simulés et conduit à un résultat plus précis qu'un maillage grossier. Cependant, le temps de calcul se verra impacté par le nombre de sous-éléments utilisés pour la modélisation d'un domaine. Dans le cas de la modélisation d'un domaine multiphasique comme la maçonnerie, la stratégie peut être de mailler explicitement le mortier et la pierre ou bien de recourir à un maillage considérant la maçonnerie comme un matériau continu (matériau homogène) (Figure 1.28a) .

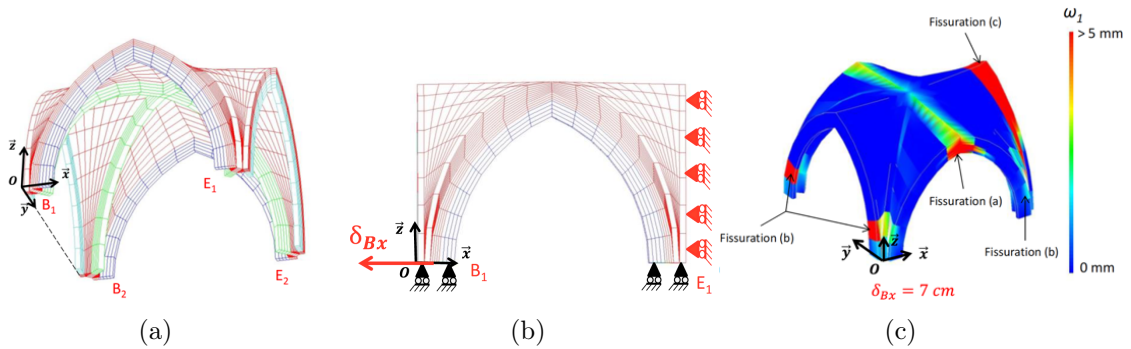


FIGURE 1.28 – Etapes de la modélisation avec la MEF : (a) génération du maillage, (b) application des conditions aux limites et (c) visualisation de l'ouverture de fissure après résolution (Parent, 2015)

De nombreux modèles visant à simuler le comportement mécanique des matériaux sont implémentés dans cette approche. Ces derniers peuvent être utilisés dans la description d'ouvrages maçonnés et seront discutés dans la suite de ce chapitre. Précisons dès maintenant qu'on distingue les modèles linéaires et les modèles non linéaires. Pour les modèles linéaires de type élastique, la résolution du problème est considérée linéaire et se fait une seule fois, donnant accès à un champ solution final. Pour des modèles non linéaires (endommagement, plasticité, etc) la résolution du problème se fait par une approche non linéaire. Dans ce cas, une solution physiquement cohérente est obtenue par convergence à partir d'une approche incrémentale dite "pas à pas" (Stablon, 2011). La convergence de l'intégralité des pas de calcul est donc nécessaire pour décrire correctement le comportement final

attendu.

Les conditions aux limites en force ou en déplacement sont appliquées sur les frontières du maillage (Figure 1.28b). On retrouve les chargements ponctuels, linéaires, surfaciques ou volumiques (modèles 3D) qui permettent de simuler les chargements réels qui s'appliquent à une structure. Les conditions aux limites peuvent s'exprimer en imposant des déplacements, des déformations ou encore des rotations à tout ou partie de la modélisation.

La résolution du problème est réalisée en plusieurs étapes, une fois que le maillage, le modèle de comportement et les conditions aux limites sont établis :

- (1) Création de chaque matrice de rigidité élémentaire $[k_e]$ reliant les déplacements aux nœuds $\{u_e\}$ et les efforts appliqués $\{f_e\}$: $[k_e]\{u_e\} = \{f_e\}$.
- (2) Assemblage des matrices élémentaires pour obtenir la matrice globale K .
- (3) Modification du système global en fonction des conditions aux limites.
- (4) Résolution du système global $[K]\{U\} = \{F\}$.

La dernière étape de la modélisation consiste à **post-traiter les résultats numériques** en calculant des gradients de déplacement dans les éléments ainsi que les réactions aux nœuds impactés par les conditions limites. Vient enfin l'étape de visualisation des champs de contrainte et de déformation ainsi que des réactions (Figure 1.28c).

1.3.1.2 Méthode des éléments discrets

La Méthode aux éléments discrets (MED) considère un milieu discontinu comme un assemblage de milieux continus (éléments) en interaction. Initialement proposée par [Cundall et Strack \(1979\)](#), cette méthode permet ainsi de décrire la discontinuité du milieu via sa géométrie, le comportement mécanique de chaque élément et les interactions entre ces éléments. La discontinuité du milieu permet de modéliser les phénomènes de glissement et de basculement entre éléments ainsi que la séparation totale des éléments. Une modélisation par la méthode des éléments discrets peut se décomposer en plusieurs étapes : (i) la représentation des éléments, (ii) la représentation du contact, (iii) la définition de la loi de contact et (iv) la méthode de résolution.

L'hypothèse la plus simple pour **représenter les éléments** est de considérer un comportement mécanique rigide des blocs ([Taforel, 2012](#), [Clementi et al., 2019](#)). Dans ce cas, la cinématique obtenue est uniquement induite par les déplacements relatifs entre les éléments, au niveau des interactions. Notons que l'utilisation d'une discrétisation des éléments discrets en éléments finis est possible lorsque la déformation intrinsèque des éléments du domaine doit être prise en compte.

Dans la plupart des MED, **le contact** entre les éléments se fait à partir d'un ensemble de points de contact (Figure 1.30a) auxquels sont associées des forces de contact fonctions des déplacements entre les éléments. Généralement deux types de contact sont considérés :

- (1) Contact déformable (*soft contact*) : Il permet la prise en compte d'une loi de comportement, de la loi de contact frottant de Coulomb (représentée en Figure 1.29b) et autorise l'interpénétration des éléments ([Bisoffi-Sauve, 2016](#)). La loi de frottement

de Coulomb se définit comme suit :

$$|R_n| \leq \mu R_n ; \begin{cases} R_t < \mu R_n \rightarrow V_t = 0 \text{ (Frottement)} \\ |R_t| = \mu R_n \rightarrow V_t = -\lambda \frac{R_t}{|R_t|} \text{ (Glissement)} \end{cases} \quad (1.2)$$

où R_n et R_t les réactions normales et tangentielles, μ le coefficient de frottement, V_t la vitesse tangentielle et λ une valeur positive arbitraire. Lors de la décohésion du contact, la prise en compte du frottement est conservée ainsi que les raideurs normale et tangentielle en cas d'interpénétration.

- (2) Contact rigide (*hard contact*) : Dans les codes considérant un contact rigide, la loi de contact frottant de Coulomb est directement appliquée aux points de contact, à laquelle on associe une condition de non-interpénétration des éléments, la condition de Signorini (Figure 1.29a) :

$$g \geq 0 ; R_n \geq 0 ; g.R_n = 0 \quad (1.3)$$

où g la distance entre les deux corps au niveau du point de contact.

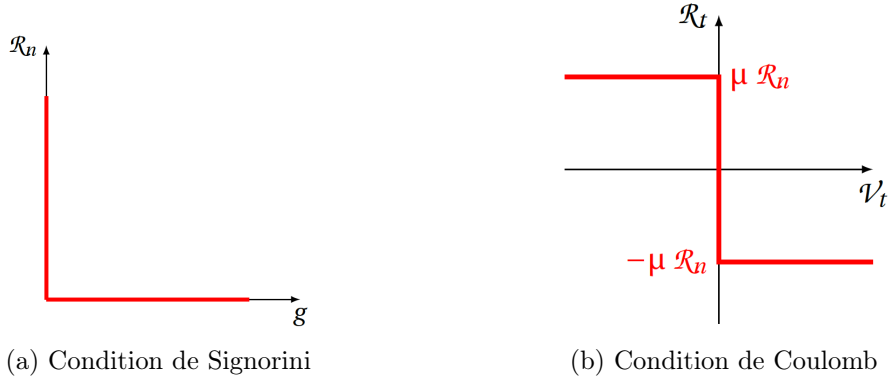


FIGURE 1.29 – Conditions de contact unilatéral (Bisoffi-Sauve, 2016)

La cohésion entre éléments est quant à elle assurée par des lois cohésives proprement dites qui relient les contraintes au contact et les déplacements relatifs des éléments. Les lois cohésives contrainte-déplacement sont nombreuses en fonction des codes et des matériaux modélisés. Une étude bibliographique des différentes lois cohésives est proposée dans le Chapitre 2.

Plusieurs **méthodes de résolution** sont recensées dans la littérature, il est toutefois possible d'en dégager une ligne directrice commune. Les étapes fondamentales sont : la détection des contacts, le calcul des forces de contacts et l'évolution temporelle (prédiction et correction) du milieu (Figure 1.30b). Dans la littérature, deux principales stratégies sont utilisées pour la résolution d'une modélisation ED (Bisoffi-Sauve, 2016) :

Méthode explicite (*smooth*) : Toutes les valeurs à un instant t sont calculées directement par rapport aux valeurs des pas de temps précédents. La simplicité et la généralité de l'algorithme explicite font qu'il est le plus souvent utilisé dans les MED. Néanmoins, si la résolution à chaque pas de temps est rapide, les incréments

de temps nécessaires sont petits et doivent être inférieurs au pas de temps critique du système. La réponse numérique est ainsi dépendante du pas de temps choisi.

Méthode implicite (*non smooth*) : Les valeurs calculées à un instant t dépendent des valeurs du pas de temps courant. Par conséquent il faut résoudre un système d'équations à chaque incrément de temps. Les actions entre les éléments sont décrites par des lois unilatérales, élastiques, de choc ou de frottement de Coulomb. Cette méthode est moins rapide mais est inconditionnellement stable et de plus grands pas de temps peuvent être utilisés (Bisoffi-Sauve, 2016). Un exemple de méthode de résolution implicite est la *Non Smooth Contact Dynamics* (NSCD), développée par (Moreau, 1988, Jean, 1999) dont l'algorithme de résolution est illustré en Figure

L.31

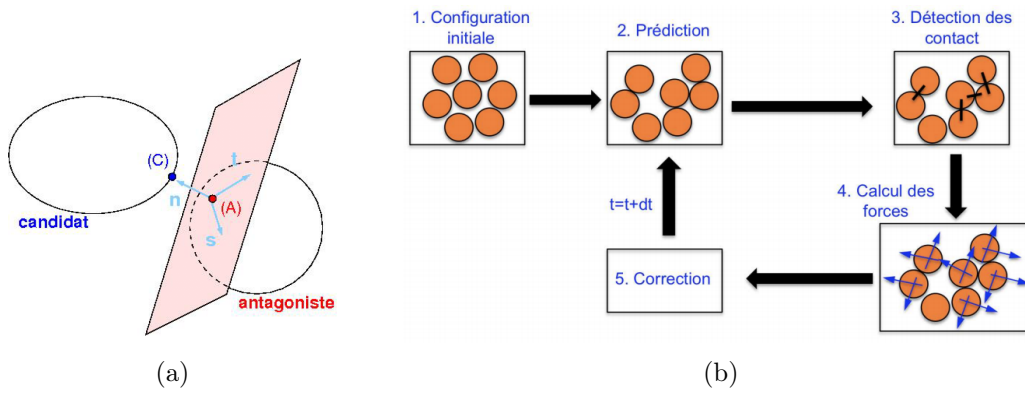


FIGURE 1.30 – (a) Définition du contact entre un contacteur candidat et antagoniste et (b) stratégie générale de résolution (Hong-Phong, 2011)

La méthode *Non Smooth Contact Dynamics* est largement employée dans les approches aux ED car elle permet de modéliser des éléments rigides (ou déformables) de façon naturelle. Cette méthode se base sur une mise en équation de la dynamique d'un élément discret en présence de contact qui s'écrit sous sa forme générale :

$$M(q)\dot{V} = F_{int}(q, V, t) + F_{ext}(t) + R \quad (1.4)$$

+Conditions initiales et conditions aux limites

où

- M la matrice d'inertie de l'élément
- F_{int} les forces intérieures (éléments déformables) ou les termes gyroscopiques et centrifuges (éléments rigides)
- q les variables de Lagrange généralisées : les déplacements des nœuds (éléments déformables) ou les déplacements et les rotations de l'élément (éléments rigides)
- V le vecteur vitesse
- R les forces de contact

Cette méthode a été largement détaillée dans la littérature (Chetouane et al., 2002, Hong-Phong, 2011, Taforel, 2012, Bisoffi-Sauve, 2016), nous nous limiterons donc ici à

présenter l'algorithme de résolution de la méthode NSCD (Figure 1.31) qui se base sur les éléments présentés précédemment. On notera par ailleurs que la phase la plus coûteuse de la résolution du calcul numérique se tient dans la résolution du problème de contact.

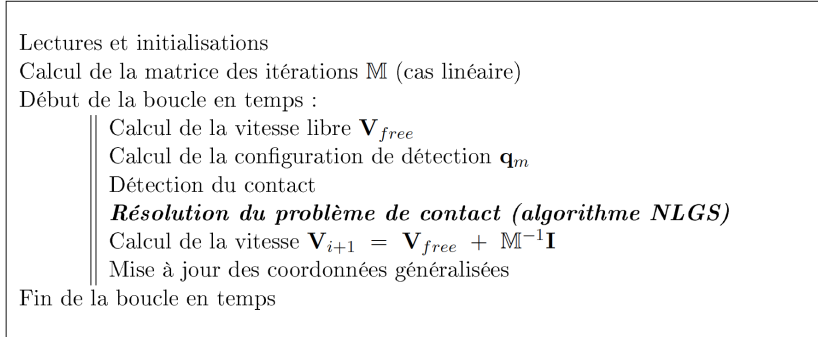


FIGURE 1.31 – Algorithme de résolution de la méthode *Non Smooth Contact Dynamics* (Taforel, 2012)

Cette partie a permis de présenter succinctement les 2 méthodes numériques utilisées pour décrire le comportement mécanique de la maçonnerie. Ces méthodes peuvent être couplées ou non en fonction des codes de calcul et des modèles utilisés. La suite de ce chapitre se propose de présenter les modèles classiquement utilisés à différentes échelles.

1.3.2 Stratégies de modélisation en fonction de l'échelle d'étude

Pour simuler le comportement mécanique des ouvrages maçonnés introduit dans la partie précédente, les stratégies de modélisation numérique dépendent de l'échelle d'étude considérée (Lourenço, 1996). Cette partie se propose de présenter les différentes échelles de modélisation et leurs modèles associés. Notons que nous présenterons ici des modèles implémentés dans les 2 types de méthode : MEF et MED. En effet, nous verrons que ces méthodes sont parfois complémentaires pour décrire précisément le comportement de la maçonnerie.

Comme le montre la Figure 1.32, la maçonnerie peut être modélisée par une approche micro-échelle ou par une approche macro-échelle. Dans le premier cas, le comportement mécanique des éléments, des joints et des interfaces bloc-mortier est indépendant. Cette méthode implique l'identification des propriétés élastiques et non linéaires de chaque composant. Elle est souvent utilisée pour modéliser finement le comportement mécanique de la maçonnerie mais elle est plus coûteuse et plus complexe à mettre en œuvre dans la mesure où il est nécessaire de recourir à un maillage "bloc à bloc". Dans le second cas, on considère la maçonnerie comme un matériau homogène en identifiant des propriétés homogénéisées. Cette méthode présente un niveau de détail moins important et est adaptée à l'étude de structures de grandes dimensions. Nous présenterons également une échelle intermédiaire, nommée échelle mésoscopique ou microscopique simplifiée qui permet de simplifier la modélisation en considérant des blocs étendus. Cette simplification permet d'inclure le comportement des joints de mortier au sein des blocs étendus ou au niveau de

l'interface et de ne considérer qu'une seule interface entre deux blocs étendus.

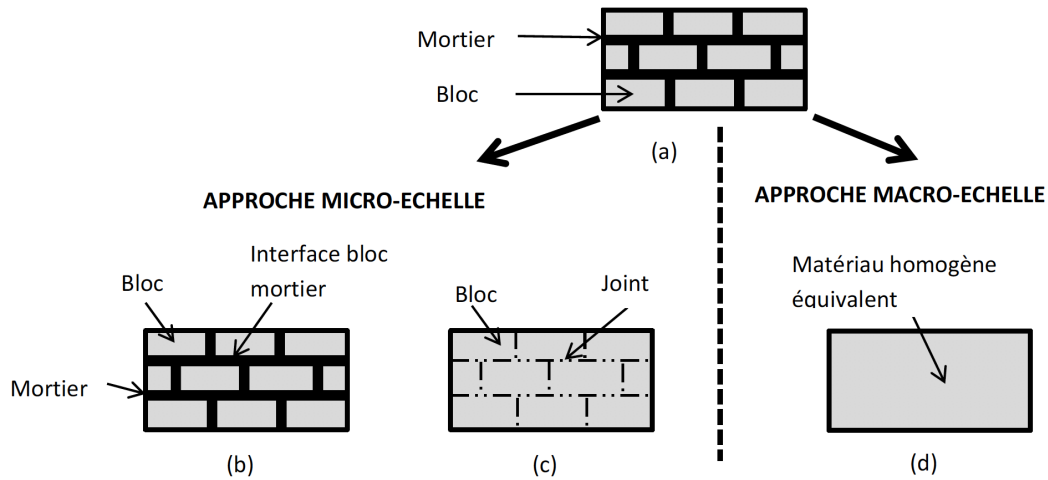


FIGURE 1.32 – Les différentes approches de modélisation de maçonnerie : (a) maçonnerie réelle, (b) approche micro détaillée, (c) approche micro simplifiée, (d) approche macro échelle. (Parent, 2015)

Nous ferons également la distinction entre l'échelle utilisée pour la modélisation du comportement mécanique du matériau maçonnerie et l'échelle d'étude. Au-delà des approches macroscopiques, les modélisations basées sur une approche microscopique ou mésoscopique peuvent être utilisées pour une modélisation de tout ou partie d'un ouvrage.

1.3.2.1 Approches microscopique et mésoscopique

En maçonnerie, l'approche microscopique est associée à l'échelle du plus petit élément de la modélisation, *i.e.* le joint et l'interface. Cette approche offre ainsi une meilleure description du comportement de la maçonnerie mais demande un temps de calcul conséquent. Elle semble donc adaptée à la modélisation d'un élément de structure relativement réduit. La complexité de cette approche dépend également du type de modèle utilisé pour décrire les différents matériaux. L'utilisation d'un modèle élastique pour la description des blocs, couplé à un modèle non linéaire pour les joints/interfaces pourrait conduire à la modélisation d'ouvrages plus importants. Selon Lourenço (1996), un modèle microscopique doit inclure tous les mécanismes de rupture présentés dans la Partie 1.2 et résumés en Figure 1.33.

Modèles d'endommagement et de plasticité

Les modèles d'endommagement, implémentés dans les codes éléments finis et couplés à la plasticité, sont largement utilisés pour simuler le comportement mécanique des constituants de la maçonnerie. La théorie de l'endommagement, introduite par Kachanov (1986), consiste à décrire le processus d'apparition des microfissures une fois la résistance élastique atteinte. Ce phénomène conduit à une diminution progressive de la raideur du matériau (phase d'écrouissage négatif) et correspond au comportement attendu des géomatériaux. Les premiers modèles d'endommagement se basent sur une approche élastique isotrope

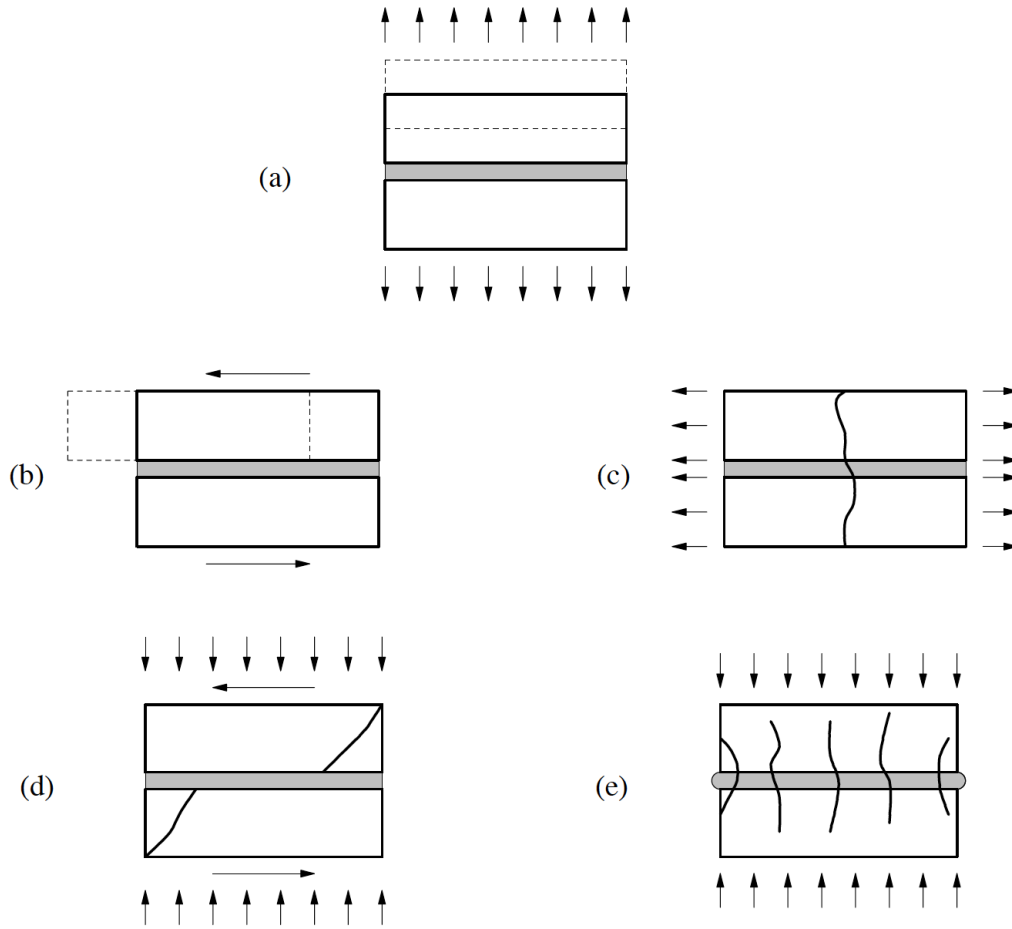


FIGURE 1.33 – Mécanismes de ruine classiquement observés en maçonnerie : (a) fissuration du joint en traction, (b) glissement le long des joints, (c) fissuration de l'assemblage en traction, (d) fissuration en traction diagonale de l'assemblage et (e) écrasement (Lourenço, 1996)

et ont été développés pour étudier le comportement mécanique des bétons. Mazars et Lemaitre (1985) font partie des premiers auteurs à proposer ce type de modèle en introduisant une variable d'endommagement notée d permettant de diminuer la raideur du matériau après le pic de contrainte :

$$\sigma = (1 - d)E\varepsilon \quad (1.5)$$

où σ le tenseur de contrainte, d la variable d'endommagement (variable scalaire), E le tenseur d'élasticité et ε le tenseur de déformation.

Les modèles d'endommagement isotropes permettent de décrire convenablement le comportement mécanique d'éléments maçonnés. Cependant, certains de ces modèles ne prennent pas en compte l'anisotropie induite par l'endommagement (Parent, 2015). En effet, malgré le fait que le matériau sain présente initialement un comportement isotrope, la fissuration est orientée selon la direction du chargement, ce qui induit un comportement anisotrope de l'élément endommagé. On parle d'anisotropie induite.

Ces dernières années, des modèles d'endommagement anisotropes, basés sur l'approche continue, ont été développés (Desmorat et al., 2007, Richard et al., 2010, Sellier et al., 2013). Ces modèles d'endommagement sont généralement couplés à une loi élasto-plastique. La plasticité permet de prendre en compte l'écrouissage positif pré-pic, le comportement contractant puis dilatant du matériau et les déformations permanentes. L'endommagement quant à lui décrit l'écrouissage négatif (post-pic) ainsi que la dissymétrie des résistances en traction/compression. La Figure 1.34 illustre la réponse du modèle de Sellier et al. (2013) lors d'un essai cyclé de traction-compression. On constate que le modèle décrit la diminution de raideur liée à l'endommagement du matériau, conduisant à l'écrouissage négatif attendu en partie post-pic. Ce modèle rend également compte des hystérésis et du comportement unilatéral.

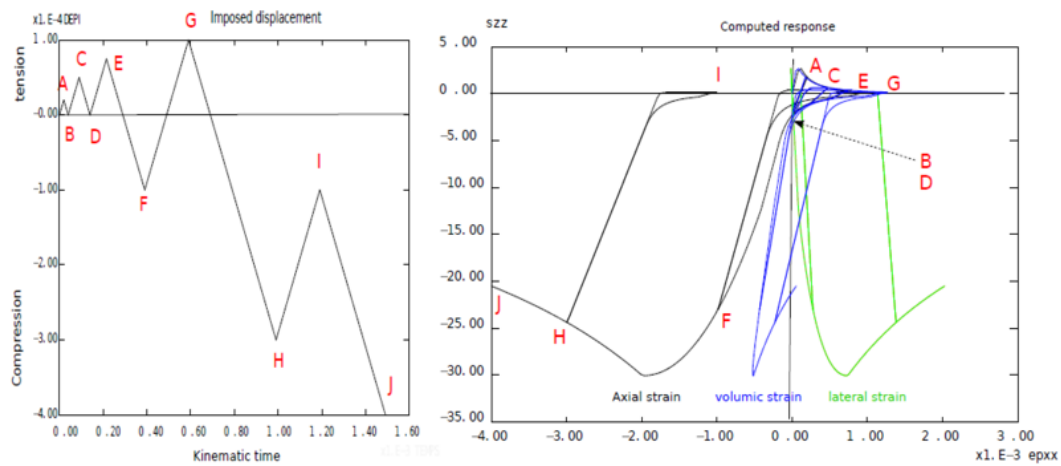


FIGURE 1.34 – Modèle de Sellier et al. (2013), réponse sous chargement cyclique de traction-compression

Ce type de modèle non linéaire peut être mis en œuvre pour la description des blocs et des joints. Dans cette configuration, le joint de mortier est généralement modélisé à partir d'un volume fini et les nœuds du mortier sont solidaires à ceux des blocs, *i.e.* sans déplacements résiduels. Cette représentation permet de simuler convenablement la propagation de la fissure en Mode I (ouverture) dans les joints et au sein des blocs dans les zones fortement sollicitées en compression.

Modèles de zone cohésive

Dans les modélisations aux éléments finis, on trouve également dans la littérature des modélisations comprenant un modèle d'endommagement pour les blocs et les joints, couplé à un modèle de zone cohésive (CZM) pour la description des interfaces. Dans ce cas, les joints de mortier conservent généralement un comportement élastique. Initialement introduits par Dugdale (1960) et Barenblatt (1962), les CZM permettent de décrire le comportement mécanique d'une zone cohésive par l'intermédiaire d'une relation contrainte-déplacement relatif de 2 nœuds en vis-à-vis de l'interface. La rupture correspond ainsi à une séparation irréversible de ces deux nœuds en vis-à-vis. Le domaine complet n'est pas nécessairement continu mais peut être constitué d'un ensemble d'éléments continus

en interaction. Pour l'étude des interfaces quasi-fragiles, ces modèles sont généralement composés d'un domaine linéaire suivi d'un écrouissage négatif décrivant l'adoucissement de l'interface. Nous avons vu dans la partie précédente qu'une sollicitation simultanée de compression perpendiculaire aux lits et de cisaillement conduisait à une contrainte résiduelle due au frottement une fois l'interface rompue. Afin de modéliser ce phénomène, différents auteurs proposent de coupler un modèle d'endommagement des éléments blocs à un modèle de zone cohésive prenant en compte le frottement de l'interface (Lotfi et Shing, 1994, Lourenço, 1996, Sacco et Toti, 2010). Des essais de cisaillement sous contrainte normale avec différents niveaux de charge sont généralement nécessaires pour renseigner les paramètres frictionnels du modèle.

Lotfi et Shing (1994) font partie des premiers auteurs à proposer une modélisation couplant un modèle d'endommagement pour les éléments et un CZM pour décrire les interfaces. Le modèle proposé est capable de décrire l'initiation et la propagation de la fissuration interfaciale lors de sollicitations combinées de traction-cisaillement ou de compression-cisaillement. Les lois de comportement utilisées par Lotfi et Shing (1994) sont illustrées en Figure 1.35. Le CZM utilisé permet une gestion distincte des propriétés cohésives de Mode I (ouverture) et de Mode II (cisaillement plan), tandis que le modèle utilisé pour les blocs décrit l'endommagement en traction et en compression au sein du matériau.

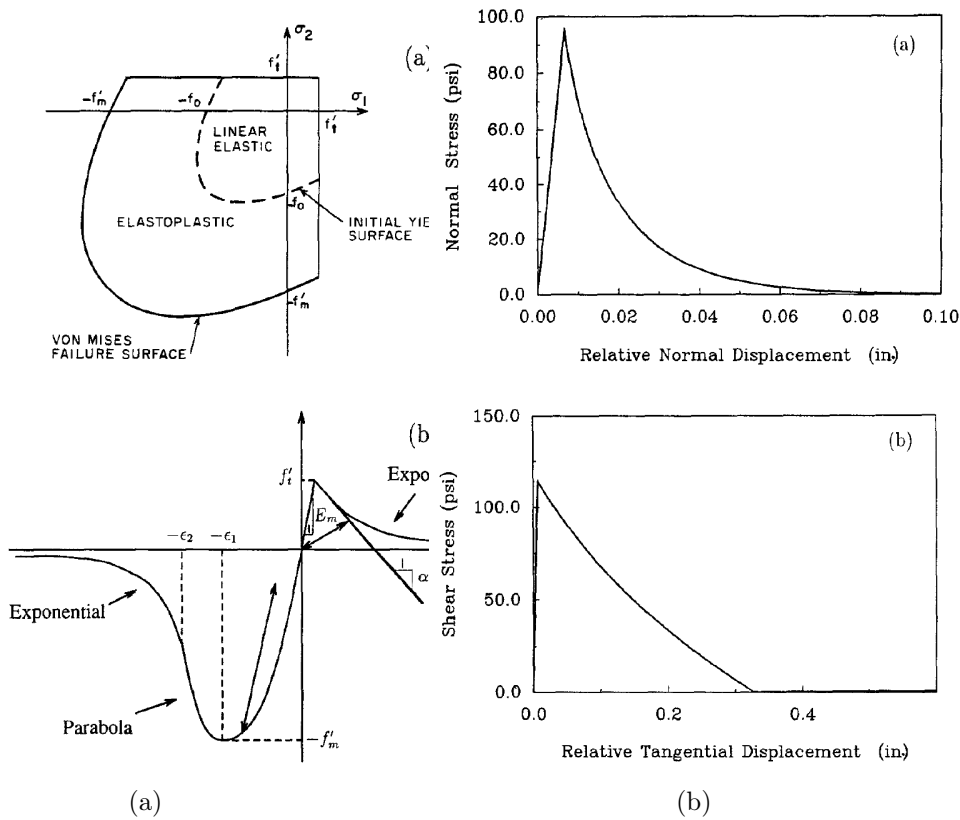


FIGURE 1.35 – Modèles (a) d'endommagement (éléments) et (b) de zone cohésive (interfaces), introduits par (Lotfi et Shing, 1994)

Les modèles de zones cohésives sont également largement utilisés pour les modélisations aux éléments discrets. En effet, les CZM semblent particulièrement adaptés aux ED car ces approches prennent en compte la discontinuité des blocs. Les éléments sont généralement modélisés par des éléments rigides ou bien des éléments déformables élastiques, tandis que le modèle de zone cohésive est renseigné aux points de contact de la simulation. Ce dernier point diffère de la méthode aux éléments finis où le CZM lie deux nœuds en vis-à-vis, limitant le nombre de contacts et les déplacements autorisés. De plus, la capacité naturelle de la MED à prendre en compte les phénomènes frictionnels permet d'implémenter plus facilement des modèles couplant un comportement cohésif et un comportement frictionnel (Bisoffi-Sauve, 2016).

Une étude bibliographique détaillée des modèles de zone cohésive et du couplage cohésif-frictionnel est proposée dans le Chapitre 2, lorsque nous introduirons le modèle de zone cohésive frictionnelle proposé dans cette étude.

Pour conclure, la modélisation fine et indépendante de chaque constituant de la maçonnerie conduit à des temps de génération et de calcul importants limitant ainsi la taille de la structure étudiée. Plusieurs stratégies ont ainsi été mises en œuvre afin de modéliser des structures maçonnées de grandes dimensions, à commencer par une simplification de l'approche microscopique.

Approche mésoscopique

L'approche mésoscopique, ou microscopique simplifiée, a pour objectif de réduire le temps de calcul en simplifiant la modélisation de l'assemblage bloc-interface-joint-interface-bloc. Cette méthode, démocratisée par Lourenço (1996), consiste à étendre les dimensions des éléments blocs d'une demi épaisseur de joint dans les deux directions, conduisant à la modélisation d'une seule interface entre deux blocs étendus (Figure 1.36). L'idée initiale est de considérer que l'endommagement se propage uniquement le long de l'interface la plus faible. Cette hypothèse s'appuie sur de nombreuses observations expérimentales et ne semble pas modifier significativement le comportement global à rupture. Cette simplification est très utilisée pour la modélisation de la maçonnerie quelle que soit la méthode de calcul utilisée (MEF ou MED) (Sacco et Toti, 2010; Bisoffi-Sauve, 2016). Cependant, lorsque cette simplification est réalisée, la raideur des blocs et des joints doit être adaptée pour conserver la raideur initiale de l'assemblage.

Plusieurs approches sont possibles. La première consiste à conserver les raideurs normale et tangentielle de l'interface, déterminées expérimentalement, dans le modèle de zone cohésive (entre deux blocs étendus) et à déterminer les raideurs normale et tangentielle homogénéisées pour le bloc étendu, en prenant en compte les propriétés élastiques des blocs et des joints. Notons que cette méthode peut engendrer des problèmes d'interpénétration des blocs si le modèle de zone cohésive possède une raideur finie en compression. La seconde méthode consiste à renseigner une raideur très importante en traction, compression et cisaillement au CZM (assimilable à une pénalité) et à mettre la déformation du bloc, du joint et des interfaces dans le bloc étendu. Enfin, il est également possible de conserver la raideur des blocs et de déterminer les raideurs homogénéisées de l'interface et du joint

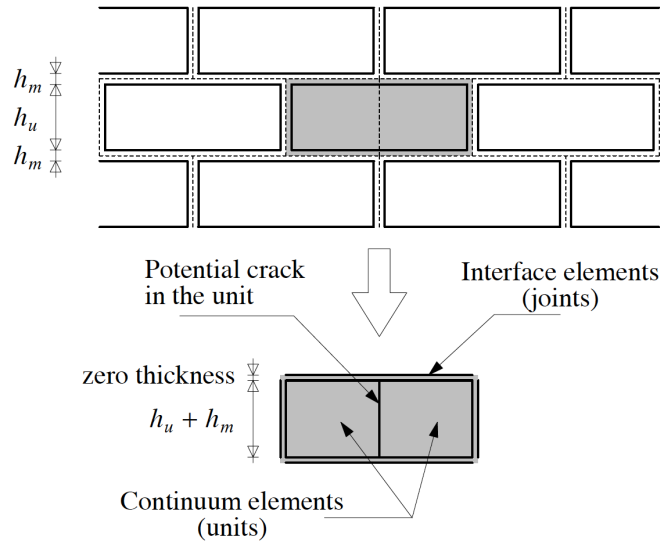


FIGURE 1.36 – Principe de l’approche microscopique simplifiée (Lourenço, 1996)

de mortier afin de les renseigner dans le CZM.

Les méthodes présentées ci-dessus ont pour objectif de rendre compte fidèlement du comportement mécanique des assemblages maçonnés. Ces approches sont largement utilisées dans un contexte de recherche scientifique mais ont du mal à se démocratiser en bureau d’études. En effet, elles nécessitent des temps de génération de maillage et de calcul importants. De plus, la description distincte des comportements de tous les constituants de la maçonnerie nécessite généralement des essais de caractérisation précis et parfois délicats à mettre en œuvre. La partie suivante se propose de présenter les stratégies de modélisations utilisées pour réduire le temps de modélisation avec l’utilisation d’une échelle macroscopique pour décrire la maçonnerie.

1.3.2.2 Approche macroscopique

Dans cette partie, le matériau maçonnerie est considéré homogène et continu (Figure 1.32d). Pour cela, plusieurs méthodes d’homogénéisation ont été développées afin de prendre en compte les propriétés mécaniques des joints et des blocs dans le maillage final. Cette stratégie de modélisation est généralement utilisée dans la méthode aux éléments finis et moins dans la MED. Nous présenterons donc dans cette partie les méthodes d’homogénéisations linéaires et non linéaires développées pour les méthodes aux éléments finis.

Homogénéisation linéaire

Pande et al. (1989) proposent une homogénéisation linéaire en deux étapes, résumées en Figures 1.37b et 1.37c. Pour chaque étape, ils considèrent la maçonnerie comme un système de couches isotropes en série. La première étape consiste à considérer une rangée horizontale ou verticale de blocs séparée par les joints de mortier. La seconde étape consiste à réaliser une deuxième homogénéisation dans le sens perpendiculaire à la première. Cette

représentation est critiquée car elle modifie l'appareillage réel de la maçonnerie (décalage des joints verticaux d'un lit à l'autre) et conduit à des résultats différents en fonction de l'orientation de la première simplification (Figures 1.37b ou 1.37c) (Lourenço, 1996). De plus, Lourenço (1996) souligne que cette méthode n'est pas adaptée à la modélisation non linéaire de la maçonnerie car elle conduit à une sous-estimation de la cinématique horizontale.

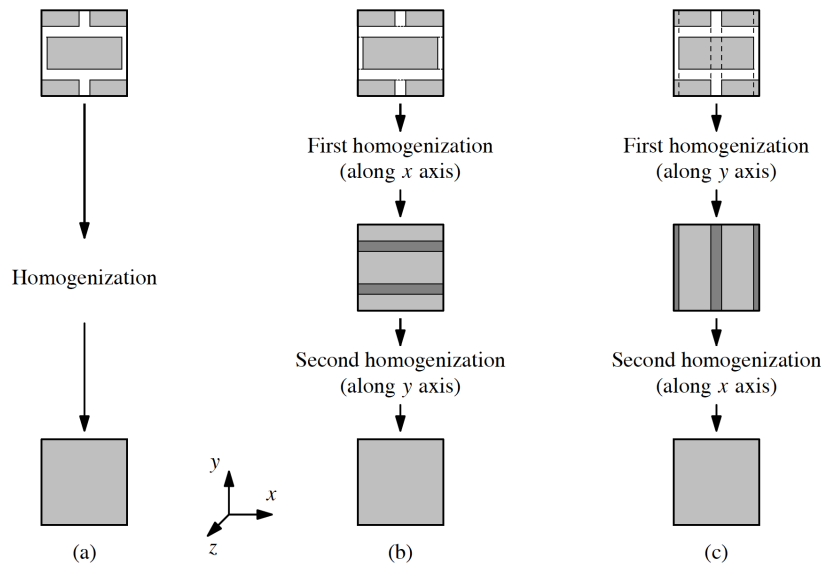


FIGURE 1.37 – Homogénéisation de la maçonnerie (a) globale, (b) et (c) en deux étapes proposée par Pande et al. (1989) (Lourenço, 1996)

Homogénéisation non linéaire

Dans une volonté de rendre compte de l'écart des propriétés des blocs et des joints, Pande et al. (1989) et Lourenço (1996) ont mené des recherches sur la modélisation macroscopique d'une structure homogénéisée par portion. Ils étudient le comportement des murs maçonnés en utilisant un modèle plastique développé en contraintes planes. Cette méthode permet de limiter le temps de calcul, de simplifier la génération du maillage global ainsi que l'implémentation des lois de comportement (endommagement, plasticité). Zucchini et Lourenço (2002) proposent une homogénéisation non linéaire qui permet de rendre compte de l'alignement en quinconces des joints verticaux (Figure 1.38). Cette homogénéisation plus détaillée permet de limiter les erreurs d'homogénéisations et une description fidèle des surfaces de rupture anisotrope.

1.3.3 Avantages et limites de chaque méthode. Choix de la méthode et du code de calcul

Cette partie se propose de présenter les avantages et limites des différentes méthodes ainsi que les éléments conduisant au choix de la modélisation dans cette étude.

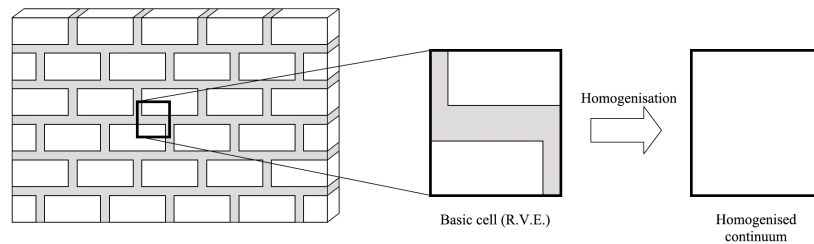


FIGURE 1.38 – Homogénéisation proposée par Zucchini et Lourenço (2002)

Méthode aux éléments finis

La méthode des déplacements dite des éléments finis présente de nombreux avantages. En premier lieu, cette méthode permet de réaliser des modélisations 3D mettant en œuvre des géométries de structures complexes. En second lieu, cette méthode permet d'appliquer à la structure une large variété d'actions extérieures : effort, pression, déplacement, température, etc. La MEF offre également la possibilité de simuler l'histoire du chargement de l'édifice grâce à un calcul pas à pas. Notons que ce dernier point est également vrai pour la MED. En appliquant le chargement historique relevé sur un ouvrage, on peut ainsi observer les schémas de fissuration afin de confirmer ou d'infirmer les hypothèses initiales quant aux désordres constatés. De plus, cela permet, par prédiction, de statuer sur la stabilité de l'ouvrage étudié. Les temps de calcul constatés sont généralement acceptables pour le dimensionnement de structures en bureau d'études. Ces méthodes permettent également des homogénéisations efficaces, facilitant la mise en données et réduisant le temps de préparation du modèle. Par ailleurs, bien que cette méthode considère les éléments comme indissociables les uns par rapport aux autres, les derniers modèles d'endommagement permettent de générer des schémas de fissuration à l'intérieur des éléments aux endroits où les critères de limite de traction sont atteints.

Outre ces avantages, la méthode des éléments finis présente certains inconvénients. La représentation continue considère des corps solidaires. Cela implique que l'on exclut la possibilité de désolidarisation entre deux éléments mitoyens. Cette contrainte rend difficile la prise en compte du frottement pur entre un bloc de maçonnerie et son voisin lors de chargements de cisaillement. De plus, dans le cas des modèles de zones cohésives, la loi de comportement est renseignée entre deux nœuds en vis-à-vis. Cela implique que le contact doit être identifié lors de la génération du maillage et que de nouveaux contacts ne pourront pas se générer naturellement en cours de simulation. Cela limite l'utilisation de la MEF dans le cas de grands mouvements d'ensembles de blocs avec une forte présence de frottement, phénomènes fréquemment observés lors de sollicitations sismiques par exemple.

Méthode aux éléments discrets

Les méthodes aux éléments discrets considèrent un milieu discontinu comme un assemblage de milieux continus en interaction ce qui semble particulièrement adapté au caractère discontinu de la maçonnerie. De plus, la modélisation précise du comportement frictionnel, qui conditionne la majeure partie du comportement mécanique d'une maçonnerie soumise au cisaillement, constitue sans doute le principal avantage des méthodes aux éléments dis-

crets. Par ailleurs, le fait que ces méthodes soient fondées sur les lois de la dynamique font que ces dernières permettent de réaliser des modélisations fidèles du comportement des maçonneries face aux sollicitations dynamiques de type séismes. Enfin, les méthodes aux éléments discrets permettent également de considérer de grands déplacements relatifs entre les éléments, desquels peuvent résulter la création de nouveaux contacts entre éléments entraînant un changement de géométrie de la structure. Ces aspects sont également intéressants pour la maçonnerie dans la mesure où ils permettent de modéliser l'apparition de désordres importants.

Néanmoins, si les méthodes aux éléments discrets présentent de nombreux avantages pour le calcul des maçonneries, elles présentent également des inconvénients liés à la discrétisation bloc à bloc de l'ouvrage qui nécessite une connaissance précise de la géométrie de l'ouvrage et notamment des dimensions et de la localisation de chaque bloc constitutif de ce dernier. Ainsi, la modélisation d'ouvrages de tailles importantes comportant plusieurs centaines ou milliers de blocs deviendra rapidement fastidieuse et entraînera en conséquence des temps de préparation et de calculs prohibitifs. De plus, dans les codes ED basés sur la méthode explicite, la réalisation de modélisations à un pas de temps inférieur au pas de temps critique peut également entraîner des temps de calcul importants. Par ailleurs, le fait que les lois de la dynamique des corps rigides soient à la base des codes ED fait que les actions/déplacements appliqués à la structure (poids propre, actions extérieures ou déplacements imposés) doivent l'être de manière progressive afin de ne pas entraîner des vibrations parasites ou de recourir à des procédures d'amortissement arbitraires.

Enfin, les méthodes aux éléments discrets ne peuvent décrire l'endommagement progressif et la rupture des blocs de manière précise et rigoureuse.

Choix de la méthode et du code de calcul

L'objectif de cette thèse est de proposer un protocole complet de modélisation des murs en maçonnerie appareillée à joints minces soumis au cisaillement plan allant de la caractérisation du comportement mécanique des interfaces pierre-mortier, à la validation d'un nouveau modèle de zone cohésive frictionnelle par des essais sur panneaux. Etant donné l'importance du comportement frictionnel dans les mécanismes de ruine de ce type de maçonnerie, l'approche aux éléments discrets nous semble la plus pertinente. Cela permettra une meilleure gestion et implémentation du couplage cohésif-frictionnel proposé dans le Chapitre 2. Afin de réduire le temps de génération et de calcul, nous utiliserons une approche mésoscopique en étendant les blocs afin de considérer une seule interface entre deux blocs étendus. Si l'objectif est bien évidemment de s'appuyer sur la représentation de la maçonnerie comme un assemblage de blocs et de pouvoir représenter fidèlement la nature discrète de ces structures, la méthode aux éléments finis n'est pas écartée. En effet, un module EF est utilisé pour modéliser les déformations élastiques des éléments. De plus, même si cette étude se concentre sur la validation de la démarche globale dans un contexte quasi-statique, la prise en compte future des phénomènes dynamiques semble être aujourd'hui une priorité et conditionne également ce choix de modélisation.

Sur cette base, le code de calcul LMGC90 (Dubois et al., 2011), développé au laboratoire

de Mécanique et Génie Civil (LMGC) semble fournir un environnement de développement très intéressant pour la modélisation des maçonneries, et ce pour plusieurs raisons (Taforel, 2012) :

- (1) il permet de modéliser de grandes collections d'objets, rigides ou déformables en interaction,
- (2) il utilise la *Non Smooth Contact Dynamics* méthode dont les avantages ont été développés précédemment,
- (3) il permet de gérer dans une même simulation des corps de nature totalement différente, au travers de leur géométrie ou de leur modèle volumique,
- (4) il permet de prendre en compte différents types d'interactions tels que le contact frottant ou la cohésion,
- (5) c'est une plate-forme ouverte offrant des possibilités d'implémentation de nouveaux modèles de zone cohésive adaptées.

1.4 Conclusion

L'étude bibliographique s'est articulée en deux parties. La première nous a permis de comprendre le comportement mécanique de la maçonnerie à différentes échelles d'études. Cela nous a conduit à identifier l'interface comme un élément à part entière de la maçonnerie, participant grandement à la ruine de l'assemblage faisant suite à des sollicitations de traction et de cisaillement. Les essais de grandes dimensions ont également mis en évidence la diversité des sollicitations des interfaces : traction-cisaillement ou compression-cisaillement. Nous avons également mis en lumière l'importance de la prise en compte du frottement afin de décrire précisément les mécanismes de ruine lors d'une sollicitation combinée de compression et cisaillement. Les essais de cisaillement sous contrainte normale, menés sur des panneaux maçonnés, semblent donc appropriés pour la validation d'un modèle numérique.

Ensuite, différentes stratégies de modélisation couramment utilisées ont été introduites et classées selon leur approche, discrète ou continue, de la maçonnerie. Nous avons vu que ces deux approches présentent de nombreux avantages et semblent par ailleurs complémentaires. Au regard du type de maçonnerie étudié dans ces travaux, *i.e.* pierres de taille appareillées et liées par des joints minces, une approche discrète de la maçonnerie, couplée à un modèle de zone cohésive, nous semble être la stratégie de modélisation la plus adaptée. En effet, l'endommagement de ce type de maçonnerie est largement localisé au niveau des interfaces bloc-mortier. De plus, une prise en compte naturelle du caractère frictionnel permet une description fidèle de la ruine en compression+cisaillement. Dans la suite de cette thèse, nous mettrons en place un modèle de zone cohésive frictionnelle basé sur une description mésoscopique de la maçonnerie. Dans le but de réduire le temps de mise en donnée et de calcul, une seule interface sera définie entre deux blocs étendus, dont les propriétés élastiques seront homogénéisées avec celles du joint de mortier.

Chapitre 2

Proposition d'un modèle de zone cohésive frictionnelle

Sommaire

2.1 Introduction	50
2.2 Description du comportement cohésif de Mode I	51
2.2.1 Approche expérimentale en traction	51
2.2.2 Développement des équations constitutives décrivant le comportement cohésif de Mode I	54
2.2.3 Détermination des paramètres cohésifs de Mode I	57
2.3 Comportement mécanique d'une interface lors d'une sollicitation combinée de compression et cisaillement	59
2.3.1 Dispositif expérimental en cisaillement sous contrainte normale	59
2.3.2 Distinction des comportements cohésif et frictionnel	61
2.3.3 Développements des équations constitutives du couplage cohésif-frictionnel	64
2.3.4 Identification des paramètres cohésifs de Mode II et frictionnel	68
2.4 Sollicitation combinée de traction et cisaillement : prise en compte du Mode mixte I+II	72
2.5 Conclusion	78

2.1 Introduction

Comme évoqué précédemment, la fissuration des structures maçonnées est principalement localisée dans le joint de mortier et plus précisément à l'interface pierre-mortier. De plus, nous avons vu en Partie [1.3.2.1](#) que les modèles de zone cohésive employés à l'échelle mésoscopique sont particulièrement adaptés pour décrire ce phénomène de rupture interfaciale. Dans ce chapitre, un modèle de zone cohésive (CZM) sera proposé afin de décrire le comportement mécanique d'une interface reliant deux blocs de maçonnerie. Ce modèle, établi dans une stratégie de modélisation à l'échelle mésoscopique, doit être capable de simuler l'endommagement progressif de l'interface dans deux configurations de chargements combinés : traction-cisaillement et compression-cisaillement.

Dans les CZM, l'endommagement d'une interface (généralement d'épaisseur nulle), est modélisé via une relation entre la contrainte et le déplacement relatif entre 2 nœuds en vis-à-vis. L'évolution de ces contraintes est fonction de l'endommagement de Mode I (ouverture) et de Mode II (cisaillement plan) traduisant le comportement adoucissant de l'interface. Après une première phase élastique ($\sigma - \delta$), la contrainte transmissible par l'interface va diminuer progressivement en fonction du déplacement et donc s'accompagnera d'une diminution progressive de la raideur pilotée par une variable d'endommagement d (variable scalaire), traduisant un comportement adoucissant du matériau.

Les lois cohésives de Mode I et de Mode II peuvent être couplées ou non. Le deuxième cas de figure est utilisé lorsque la rupture interfaciale intervient dans un mode prédominant, *i.e.* en Mode I ou en Mode II. Les modèles couplés sont utilisés lorsque l'interface subit des sollicitations complexes qui conduisent à des déplacements combinés d'ouverture et de cisaillement plan. Selon le comportement à rupture du matériau étudié, les critères permettant la gestion du Mode mixte peuvent varier mais ils sont généralement fondés sur des lois cohésives de modes purs I et II dont les parties adoucissantes sont décrites par le même type de fonction.

La fissuration en cisaillement, généralement prédominante dans la ruine d'un ouvrage sollicité horizontalement, est très présente dans les maçonneries. Cette sollicitation peut venir de la charge de vent ou d'un séisme. De plus, cet effort de cisaillement est généralement combiné à de la compression, due au poids propre de la structure et aux charges verticales d'exploitation.

Lors d'une sollicitation combinée de compression et cisaillement, le comportement frictionnel prenant place à l'interface vient à se superposer au comportement cohésif, compliquant ainsi la réponse de l'interface. Dans la plupart des CZM, la loi cohésive de Mode II est simplement superposée à un palier frictionnel constant, *i.e.* indépendamment du déplacement de cisaillement plan ou du niveau d'endommagement de l'interface ([Fredde et al., 2017](#), [Baek et Park, 2018](#), [Bisoffi-Sauve et al., 2019](#), [Yuen et al., 2019](#)). Cependant, cette hypothèse conduit à considérer que le comportement cohésif est activé seulement si le palier frictionnel est atteint. En d'autres termes, l'interface frotte dès le début de la sollicitation alors qu'elle n'est pas encore endommagée, ce qui représente une incohérence

physique.

Le modèle de zone cohésive frictionnelle en Mode mixte introduit dans cette étude est présenté selon deux configurations principales, fonction du signe de la contrainte normale. Dans un premier temps, la forme de la loi adoucissante et le développement des équations constitutives de la partie cohésive de Mode I seront présentés en s'appuyant sur des observations expérimentales d'un essai de traction directe. Les paramètres cohésifs permettant de renseigner la loi cohésive de Mode I seront ensuite déterminés à partir d'une campagne expérimentale de caractérisation.

Dans un second temps, et en s'appuyant sur différents travaux, un couplage cohésif-frictionnel sera proposé afin de décrire le comportement mécanique du modèle lors d'une sollicitation de compression et cisaillement. Pour ce faire, on fera l'hypothèse que le comportement cohésif de Mode II est analogue à celui du Mode I. Cette partie se conclura par l'identification des paramètres cohésifs et frictionnel obtenus sur la base d'une campagne expérimentale de caractérisation réalisée sur des éprouvettes, constituées d'un triplet de pierres assemblées par deux joints, sollicitées en cisaillement sous contrainte normale constante.

Afin de prendre en compte des sollicitations complexes de traction-cisaillement, nous présenterons dans un dernier temps la mixité des modes purs I et II proposée par [Camanho et al. \(2003\)](#) et utilisée pour exprimer la réponse de l'interface en Mode mixte I+II.

2.2 Description du comportement cohésif de Mode I

2.2.1 Approche expérimentale en traction

Afin de caractériser le comportement en mode d'ouverture de fissure, nous proposons un essai de traction directe. Ce type d'essai est difficile à mettre en place car (i) le montage doit permettre d'appliquer de la traction pure sans induire de moment de flexion au niveau du joint et (ii) le comportement post-pic doit être obtenu (asservissement de l'essai) afin d'en déduire l'énergie de rupture de l'interface. Cette nécessité entraîne une difficulté technique dans la réalisation des conditions d'encastrement de l'échantillon sur le montage expérimental. On trouve dans la littérature de nombreux systèmes permettant un maintien de l'éprouvette lors de l'application de l'effort de traction ([Barros et al., 2002](#)). Ces protocoles peuvent être classés en deux catégories : ceux qui permettent un maintien des blocs avec des systèmes rigides et ceux autorisant un degré de liberté en rotation des blocs. Dans cette étude, nous choisirons des conditions aux limites de type rigide car cela permet de limiter la flexion au niveau du joint.

Sur cette base, nous utiliserons le protocole expérimental proposé par [Bisoffi-Sauve \(2016\)](#) qui utilise (i) un montage rigide, (ii) un encastrement des blocs et (iii) une application de l'effort de traction au plus près du joint afin de limiter le retour élastique des blocs lors de l'endommagement de l'interface (Fig. [2.1a](#)). Ce dernier point est essentiel pour le pilotage de l'essai et l'obtention du comportement adoucissant. Afin d'avoir un temps de réponse suffisamment rapide lors du pilotage, l'équipage doit être suffisamment rigide et il

est impératif de limiter la hauteur de pierre sollicitée afin de limiter le retour élastique de cette dernière lors de l'endommagement.

Les échantillons constitués de 2 blocs de pierre ($100 \times 100 \times 70 \text{ mm}^3$) assemblés par un joint ($100 \times 100 \times 7 - 8 \text{ mm}^3$) sont ainsi disposés dans des équipages métalliques puis scellés à la résine époxy afin d'assurer un bon encastrement (Fig. 2.1b). L'équipage inférieur est maintenu fixe tandis qu'un déplacement vertical est imposé à l'équipage supérieur, appliquant ainsi un effort de traction directe à l'interface.

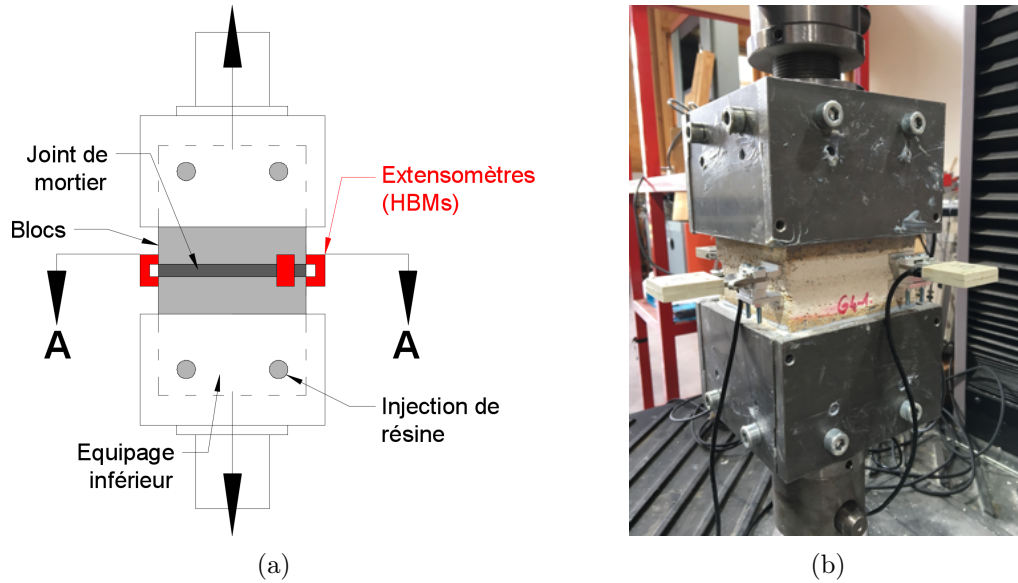


FIGURE 2.1 – Essai de traction directe sur duo de pierres : (a) schéma et (b) photographie du protocole expérimental

Comme évoqué précédemment, l'essai doit être asservi en déplacement d'ouverture afin d'obtenir le comportement post-pic. Le déplacement d'ouverture est mesuré via 4 extensomètres mécaniques, placés au plus près du joint. Ils sont positionnés à proximité de chaque coin de l'éprouvette (Fig. 2.3a) afin de détecter au mieux la propagation de la fissure s'initiant préférentiellement à partir des angles du spécimen (Van der Pluijm, 1999). L'essai est piloté à partir de la moyenne des 4 extensomètres à une vitesse initiale d'ouverture de $0,3 \mu\text{m} / \text{min}$, progressivement augmentée après le pic de contrainte jusqu'à atteindre $100 \mu\text{m} / \text{min}$.

La Figure 2.2 présente la réponse typique, contrainte de traction *vs.* ouverture du joint, obtenue lors d'un essai de traction directe sur un assemblage maçonné. La contrainte de traction est définie comme le rapport de la force verticale sur la surface du joint sollicité. Le comportement observé est classique des matériaux quasi-fragiles, à savoir un comportement linéaire avant le pic de contrainte, suivi d'un adoucissement progressif de forme concave jusqu'à une contrainte nulle.

On notera sur la réponse expérimentale, et sur la plupart des éprouvettes testées (Figures 2.2 et 2.6), une surestimation de l'énergie de rupture, *i.e.* l'aire sous la courbe, liée à l'accident observé à $20 \mu\text{m}$. Ce phénomène, déjà observé par Mier (2017) et Bisoffi-Sauve

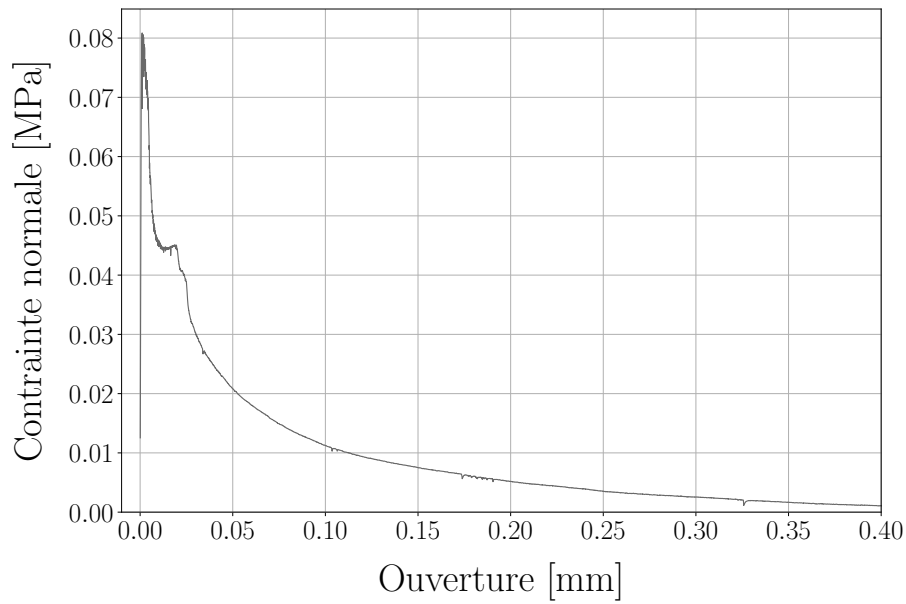


FIGURE 2.2 – Réponse expérimentale contrainte de traction *vs.* ouverture du joint

(2016), traduit la reprise d’une sollicitation uniforme de traction à l’ensemble de l’interface suite à l’amorçage de la fissuration à partir d’un angle de l’éprouvette. La Figure 2.3b illustre ce phénomène et montre la réponse moyenne d’une éprouvette ainsi que celles des 4 extensomètres qui la composent. On constate que le joint s’ouvre davantage dans un coin (extensomètre D), tandis qu’il se referme dans le coin opposé (extensomètre B), engendrant un effort de compression autour de l’extensomètre B. On a donc une rotation autour de l’axe matérialisé par les extensomètres A et C. Par conséquent, malgré les précautions prises pour obtenir un système rigide limitant la flexion, les dimensions de l’éprouvette ne permettent pas de supprimer totalement le moment de flexion dans le joint en début d’essai.

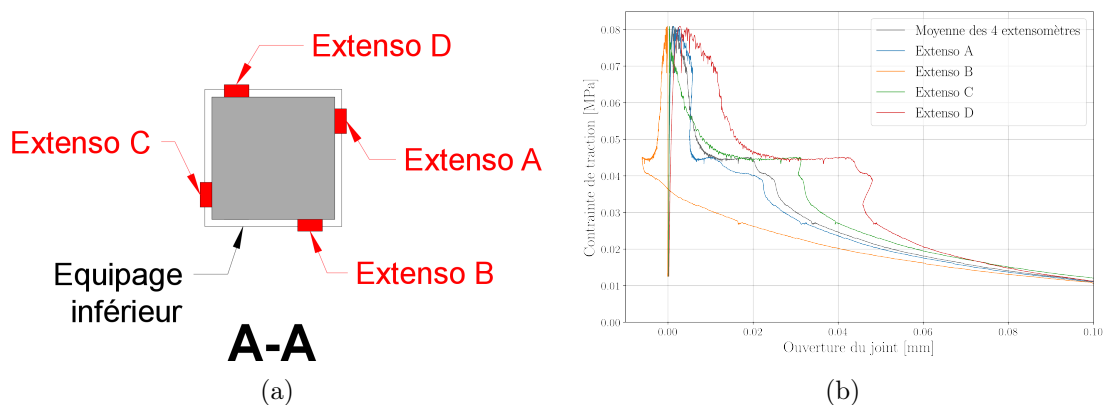


FIGURE 2.3 – Etude de la propagation de la fissure en traction : (a) positionnement des extensomètres (vue en coupe (Fig. 2.1a)) et (b) réponse expérimentale moyenne $\sigma - \delta$ et des 4 extensomètres qui la composent

Sur la base des observations expérimentales d’un essai de traction directe, une loi

cohésive de Mode I (ouverture) sera proposée dans la suite de cette partie. Au vu de la forme de l'écroutissage négatif observée (Fig. 2.2), la loi cohésive introduite sera composée d'une phase linéaire suivie d'une approximation du comportement adoucissant concave par une loi exponentielle.

2.2.2 Développement des équations constitutives décrivant le comportement cohésif de Mode I

Afin de simuler la rupture interfaciale des matériaux quasi-fragiles, le modèle de zone cohésive développé doit décrire l'écroutissage négatif attendu dans la réponse contrainte de traction *vs.* ouverture. Plusieurs auteurs ont proposé des lois adoucissantes permettant d'approximer l'écroutissage négatif présent dans les matériaux quasi-fragiles : linéaire (Hillerborg et al., 1976, Camacho et Ortiz, 1996, Camanho et al., 2003) (Figure 2.4a), bi-linéaire (Morel et al., 2010, Bisoffi-Sauve et al., 2019) (Figure 2.4b) ou encore exponentielle (Cornelissen et al., 1986, Baek et Park, 2018) (Figure 2.4c). La forme de partie adoucissante dépend des observations expérimentales et de la précision souhaitée du modèle.

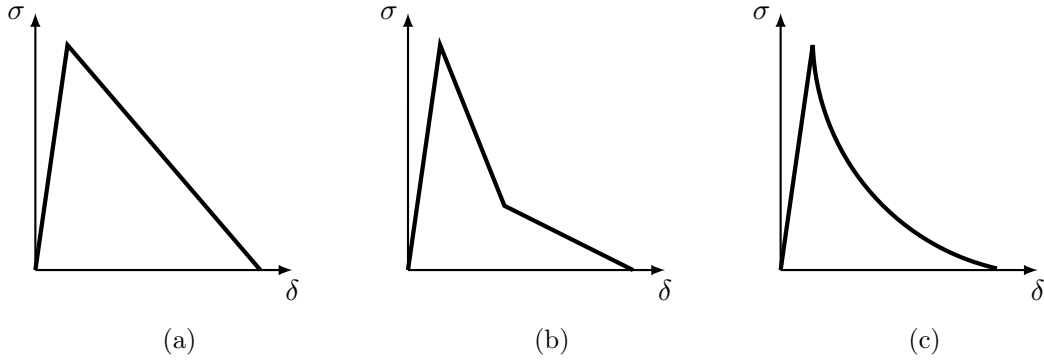


FIGURE 2.4 – Formes de loi adoucissante : (a) linéaire, (b) bi-linéaire et (c) exponentielle

Dans un premier temps, on observe que l'utilisation d'une fonction exponentielle concave permet de s'approcher de l'écroutissage négatif observé expérimentalement (Figure 2.2). Une représentation de la forme de la loi cohésive de Mode I est proposée Figure 2.5 où $i = I$. Une fois le domaine linéaire atteint, décrit par la raideur initiale K_i^0 [N/m³] et la contrainte élastique σ_i^e [N/m²] de traction ($i = I$), la contrainte σ_i ainsi que la raideur K_i diminuent progressivement, traduisant le comportement adoucissant de l'interface (Fig. 2.5).

La décroissance de la raideur K_i , depuis sa valeur initiale K_i^0 , est pilotée par la variable d'endommagement d (variable scalaire). La variable d'endommagement d reflète le niveau de dégradation de l'interface qui peut être décrit par le développement de la surface endommagée (surface de fissure). La variable d est donc définie comme le ratio de la surface endommagée A_d [m²] sur la surface initiale de l'interface A_0 [m²], *i.e.*, $d = A_d/A_0$. Soit $0 \leq d \leq 1$, $d = 0$ correspondant à une interface saine ($A_d = 0$) tandis que $d = 1$ traduit une rupture totale de l'interface ($A_d = A_0$). Par conséquent, pour un taux d'endommagement d , la force F_i transmissible par l'interface peut être exprimée, de manière équivalente, comme la contrainte *apparente* σ_i appliquée sur toute la surface A_0 ou comme la contrainte

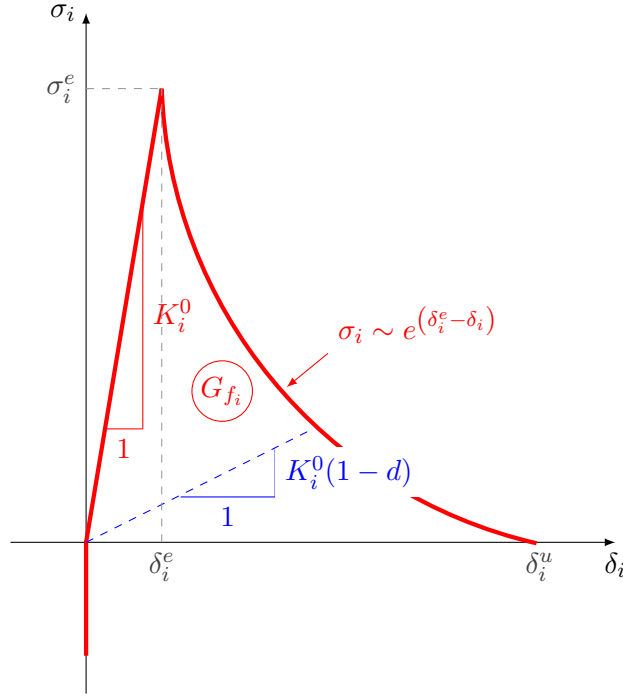


FIGURE 2.5 – Loi cohésive avec écrouissage négatif exponentiel

effective $\tilde{\sigma}_i$ appliquée sur la surface effective (surface saine) de l'interface $\tilde{A}$:

$$F_i = \tilde{\sigma}_i \tilde{A} = \sigma_i A_0, \quad (2.1)$$

où la surface effective $\tilde{A}$ peut être exprimée à partir de la surface initiale A_0 et de la surface endommagée A_d comme :

$$\tilde{A} = A_0 - A_d = A_0(1 - d). \quad (2.2)$$

Donc, à partir des Equations (2.1) et (2.2), la contrainte cohésive apparente σ_i peut être exprimée à partir de la contrainte effective $\tilde{\sigma}_i$ comme :

$$\sigma_i = (1 - d)\tilde{\sigma}_i. \quad (2.3)$$

D'autre part, le déplacement de l'interface δ_i est le même pour les comportements apparent et effectif, tel que :

$$\delta_i = \frac{\sigma_i}{K_i} = \frac{\tilde{\sigma}_i}{K_i^0}, \quad (2.4)$$

Donc, introduire l'Eq. (2.4) dans l'Eq. (2.3) mène à l'expression de la raideur apparente¹ :

$$K_i = (1 - d)K_i^0, \quad (2.5)$$

1. En faisant l'hypothèse que l'interface n'a pas d'épaisseur, la raideur initiale K_i^0 doit tendre vers l'infini si l'adhésion de l'interface est parfaite (on qualifie, dans ce cas, K_i^0 par le terme *pénalité*). Un manque de cohésion initiale de l'interface peut être traduit par un endommagement initial (soit $A_d > 0$), ou de la même manière, par une valeur initiale de la variable d'endommagement d [Eq. (2.5)], conduisant à une valeur finie de K_i^0 .

et par conséquent, la contrainte cohésive apparente de Mode I ($i = I$) donne :

$$\sigma_i = K_i^0(1 - d)\delta_i, \quad (2.6)$$

comme montré en Figure 2.5.

Notons que le comportement de la loi cohésive en compression est ici associé à une interface d'épaisseur nulle et à une condition de non interpénétration (des blocs ou des nœuds en vis-à-vis de l'interface). Cela se matérialise par une raideur initiale en compression qui tend vers l'infini (Figure 2.5). Une fois que la contrainte cohésive apparente σ_i a atteint sa valeur critique σ_i^e le comportement adoucissant de l'interface est décrit par l'augmentation de la variable d'endommagement d [Eq. (2.6)] et se traduit par :

$$\sigma_i(\delta_i) = \sigma_i^e e^{\phi_i(\delta_i^e - \delta_i)}, \quad (2.7)$$

où $\delta_i^e = \sigma_i^e / K_i^0$ [m] correspond au déplacement de fin de régime élastique et le terme ϕ_i [m^{-1}] s'exprime en fonction de l'aire sous la loi cohésive, *i.e.* $G_{f_i} = \int_0^\infty \sigma_i d\delta_i$, correspondant à la valeur de l'énergie cohésive G_{f_i} [J/m^2] :

$$\phi_i = \frac{2K_i^0\sigma_i^e}{2K_i^0G_{f_i} - (\sigma_i^e)^2} \quad (2.8)$$

Notons, que du point de vue de la contrainte effective, le comportement adoucissant, décrit par la fonction exponentielle, se traduit par une contrainte effective $\tilde{\sigma}_i = \sigma_i^e$.

Au regard des Equations (2.6) et (2.7), la variable d'endommagement d peut être exprimée par :

$$d = 1 - \frac{\sigma_i^e}{K_i^0\delta_i} e^{\phi_i\left(\frac{\sigma_i^e}{K_i^0} - \delta_i\right)} \quad (2.9)$$

De plus, en accord avec la deuxième loi de la thermodynamique des processus irréversibles, l'évolution de la variable d'endommagement est toujours positive ($\dot{d} \geq 0$, $d = \max(d_{\text{history}})$).

Pour résumer, la loi cohésive décrivant le comportement de l'interface peut être définie à partir de trois paramètres : la raideur initiale K_i^0 , la résistance en traction ou cisaillement σ_i^e et l'énergie cohésive G_{f_i} . Finalement, lors d'un chargement monotone, le mode pur i ($i = I$: Mode I) peut être résumé par :

$$\sigma_i(\delta_i) = \begin{cases} K_i^0\delta_i & \text{pour } \delta_i \leq \delta_i^e \\ \sigma_i^e e^{\phi_i(\delta_i^e - \delta_i)} & \text{pour } \delta_i^e \leq \delta_i < \delta_i^u \\ 0 & \text{pour } \delta_i \geq \delta_i^u \end{cases} \quad (2.10)$$

où ϕ_i a été défini précédemment dans l'Equation (2.8) et δ_i^u est le déplacement ultime de la loi cohésive qui peut être introduit pour indiquer artificiellement la rupture totale de l'interface (*i.e.*, $\sigma_i = 0$ et $d = 1$ pour $\delta_i \geq \delta_i^u$). En effet, la fonction exponentielle introduite dans l'Equation (2.7) tend vers zero lorsque le déplacement δ_i tend vers l'infini. En première

approximation, le déplacement ultime δ_i^u peut être estimé comme un pourcentage η de la contrainte élastique σ_i^e , qui conduit, dans le cas d'un adoucissement exponentiel, à :

$$\delta_i^u = \delta_i^e - \frac{1}{\phi_i} \ln(\eta) \quad (2.11)$$

En Mode II pur, le comportement cohésif est difficilement observable expérimentalement car il est très difficile d'appliquer un déplacement de cisaillement plan δ_{II} à une interface pierre-mortier tout en exerçant une contrainte normale nulle. En effet, l'essai est alors très instable et sensible aux imperfections statiques et cinématiques liées aux conditions aux limites de l'essai. Néanmoins, on peut raisonnablement supposer que le comportement cohésif de Mode II pur est de forme analogue à celui de Mode I pur (partie adoucissante décrite par une fonction exponentielle). Par conséquent, les équations développées dans cette partie pour décrire le comportement cohésif de Mode I pur ($i = I$) sont valables pour le Mode II pur ($i = II$). Sur cette base, et en s'aidant d'un modèle rhéologique, le comportement cohésif de Mode II pur en présence de compression à l'interface, sera identifié.

2.2.3 Détermination des paramètres cohésifs de Mode I

Les paramètres cohésifs du modèle sont identifiés sur la base de l'essai de traction directe introduit dans la Partie 2.2.1. Au total, 7 éprouvettes ont été testées et le comportement adoucissant a pu être identifié pour tous les essais. On trace pour chaque échantillon la contrainte de traction en fonction de l'ouverture du joint (calculée à partir de la moyenne des 4 extensomètres [Partie 2.2.1]). L'ensemble des courbes est tracé en Figure 2.6.

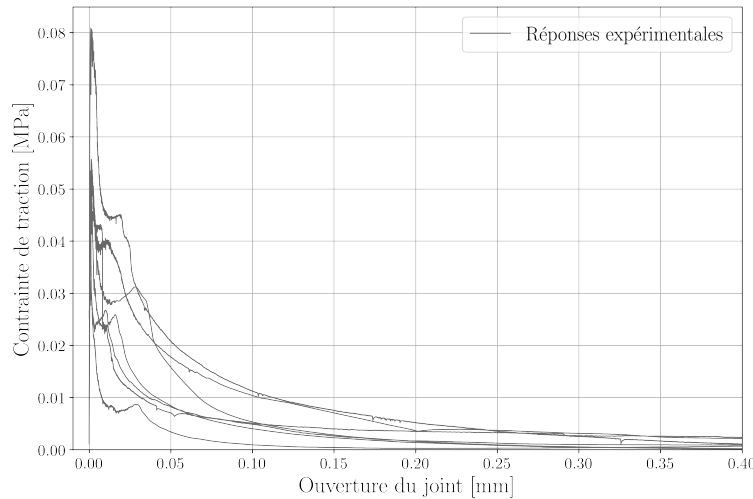


FIGURE 2.6 – Réponses expérimentales contrainte de traction *vs.* ouverture

Dans la plupart des cas, la rupture de l'assemblage a été observée le long de l'interface pierre-mortier (Figure 2.7). Par conséquent, cette dernière constitue le maillon faible en traction de l'assemblage pierre-mortier-pierre. Comme évoqué en Partie 1.2.2, les paramètres cohésifs de Mode I obtenus dans cette configuration sont fonction de la résistance

du joint et de la configuration de l'interface, elle-même dépendante de l'état de surface de la pierre et de la porosité de cette dernière. Les extensomètres mesurant l'ouverture du joint, étant collés sur la pierre à proximité immédiate du joint de mortier, le déplacement mesuré prend également en compte la déformation du joint et, dans une moindre mesure, la déformation de la pierre.



FIGURE 2.7 – Fissuration interfaciale observée lors des essais de traction

En connaissant le module de Young de la pierre utilisée (11,1 GPa, Tab. 1.2) ainsi que celui du mortier mis en place (3,95 GPa, Tab. 1.2), le déplacement induit par la déformation élastique de ces deux matériaux peut être retranché au déplacement total mesuré. Le déplacement en abscisses de la courbe 2.8 correspond donc uniquement à l'ouverture d'une interface pierre-mortier.

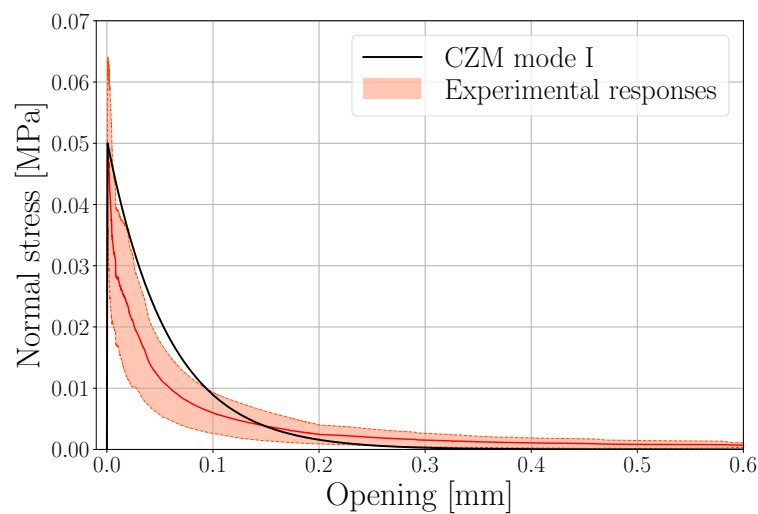


FIGURE 2.8 – Confrontation de la loi cohésive de Mode I [Eq. (2.10)] avec le comportement expérimental (courbe moyenne plus ou moins l'écart type)

Une fois la réponse $\sigma - \delta$ obtenue pour chaque éprouvette testée, la courbe moyenne expérimentale est déterminée en faisant, pour chaque valeur d'ouverture δ_I , la moyenne des contraintes de traction σ_I . La raideur initiale K_I^0 est déterminée par une régression linéaire de la réponse moyenne $\sigma - \delta$ dans le domaine élastique. L'identification de ce domaine se fait par recherche automatisée de la zone, avant le pic de contrainte, ayant le meilleur coefficient de corrélation, tout en s'assurant qu'au moins 20 % de la partie pré-pic sont utilisés pour le calcul de cette raideur. La raideur initiale tirée de la courbe moyenne des 7 éprouvettes testées est de $9,4 \times 10^{10}$ Pa/m. La résistance de traction σ_I^e est directement donnée par le pic de contrainte observé expérimentalement, pour un résultat de 0,055 MPa. Pour finir, l'énergie de rupture G_{fI} , égale à $2,8 \text{ J/m}^2$, est estimée en calculant l'aire sous la courbe de la réponse moyenne $\sigma - \delta$ en utilisant la méthode des trapèzes. Les paramètres cohésifs sont finalement résumés dans le Tableau 2.1. La réponse du CZM en Mode I, avec ces paramètres identifiés sur la réponse moyenne [Tab. 2.1], retranscrit avec une assez bonne précision le comportement mécanique observé expérimentalement (Figure 2.8). Le fuseau illustré sur cette figure représente la courbe moyenne $\pm$ un écart-type expérimental.

2.3 Comportement mécanique d'une interface lors d'une sollicitation combinée de compression et cisaillement

Dès lors qu'une interface est sollicitée en compression et cisaillement, l'effet de friction va s'ajouter au comportement cohésif du joint et rendre difficilement quantifiable les parts respectives des comportements cohésif et frictionnel à partir de la réponse mécanique observée. De récents modèles ont été développés pour prendre en compte cette sollicitation complexe (compression et cisaillement) par superposition de la loi cohésive et d'un palier frictionnel (Freddi et al., 2017, Baek et Park, 2018, Bisoffi-Sauve et al., 2019, Yuen et al., 2019).

L'objectif de cette partie est d'introduire les propositions de prise en compte du comportement frictionnel présentes dans la littérature et de les confronter au comportement expérimental d'un essai de cisaillement sous contrainte normale. Nous présenterons également un couplage cohésif-frictionnel basé sur une évolution de la contrainte frictionnelle pilotée par la variable d'endommagement.

2.3.1 Dispositif expérimental en cisaillement sous contrainte normale

Au vu des observations réalisées dans le Chapitre 1 [Partie 1.2.2] l'essai sur un triplet de pierres nous semble le plus adapté pour identifier les comportements cohésif et frictionnel de l'interface en Mode II. Cependant, la dimension des blocs peut induire de la flexion dans les joints. C'est pourquoi, la norme NF EN 1052-3 (2003) recommande l'utilisation de blocs élancés. Bisoffi-Sauve (2016) propose une amélioration, basée sur la norme NF EN 13733 (2002), du protocole expérimental de l'essai sur triplet en introduisant un encastrement des pierres aux extrémités (Fig. 2.9a). Cette amélioration permet donc de réduire l'effort de flexion mais également de diminuer l'élancement des blocs et le poids de l'éprouvette,

limitant ainsi le risque d'endommagement de l'éprouvette lors de la manutention.

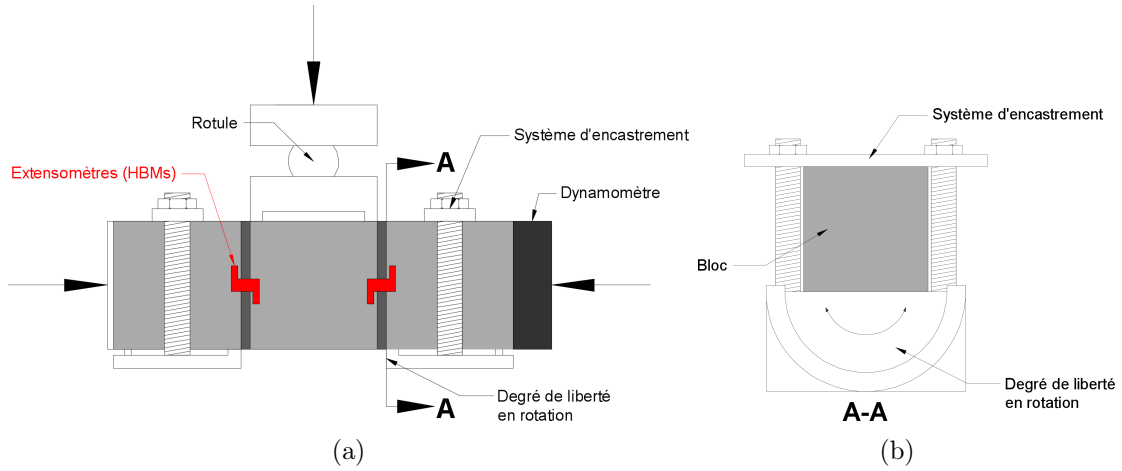


FIGURE 2.9 – Protocole expérimental de l'essai de cisaillement sur triplet : (a) schéma complet et (b) liaison pivot (vue de coupe)

Cette étude propose une autre amélioration des conditions aux limites par rapport au protocole expérimental proposé par Bisoffi-Sauve (2016), en ajoutant un degré de liberté en rotation par le biais d'un pivot sous une des deux pierres d'extrémités (Fig. 2.9b). En effet, l'encastrement proposé par Bisoffi-Sauve (2016) permet de limiter le moment de flexion dû à l'application de l'effort vertical mais engendre de l'endommagement en flexion et torsion si la face inférieure du spécimen, *i.e.* la face des pierres d'extrémités en contact avec le bâti d'essai, n'est pas suffisamment plane. Par conséquent, lors du serrage des pierres d'extrémités ou en cours d'essai, certaines éprouvettes venaient à s'endommager en torsion, rendant leur réponse inexploitable.

Ce dispositif expérimental est finalement utilisé pour étudier le comportement mécanique de l'interface lors d'une sollicitation combinée de compression et cisaillement. Des éprouvettes composées de blocs calcaires cubiques ($10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$) et de joints de mortier de chaux hydraulique (NHL 3.5) de 7 mm d'épaisseur seront testées. Les pierres calcaires ainsi que les joints de mortier sont similaires à ceux mis en œuvre pour les essais de traction directe (Partie 2.2.3). Les éprouvettes sont assemblées dans des équipages permettant d'assurer une planéité de 2 faces latérales (Fig. 2.10a). La meilleure des deux faces sera considérée comme étant la face de référence, et sera placée en partie basse afin de limiter les efforts de torsion engendrés par le blocage des pierres d'extrémités.

Une fois l'éprouvette en place sur le bâti, la contrainte normale aux joints est appliquée manuellement au moyen de serre-joint et mesurée à l'aide d'un dynamomètre. Afin de garantir l'observation du comportement post-pic de l'assemblage, l'essai est asservi par rapport au déplacement de cisaillement moyen des deux joints. Pour ce faire, 4 extensomètres (2 de chaque côté de l'éprouvette) sont placés au plus près des joints (Figures 2.9a et 2.10b). Le déplacement vertical relatif entre la pierre centrale et les pierres d'extrémités est imposé, respectant une vitesse de $0.5 \mu\text{m}/\text{min}$ (moyenne des extensomètres). Cette vitesse est progressivement augmentée, jusqu'à atteindre $100 \mu\text{m}/\text{min}$ dans la partie post-pic, afin

de réduire la durée de l'essai.

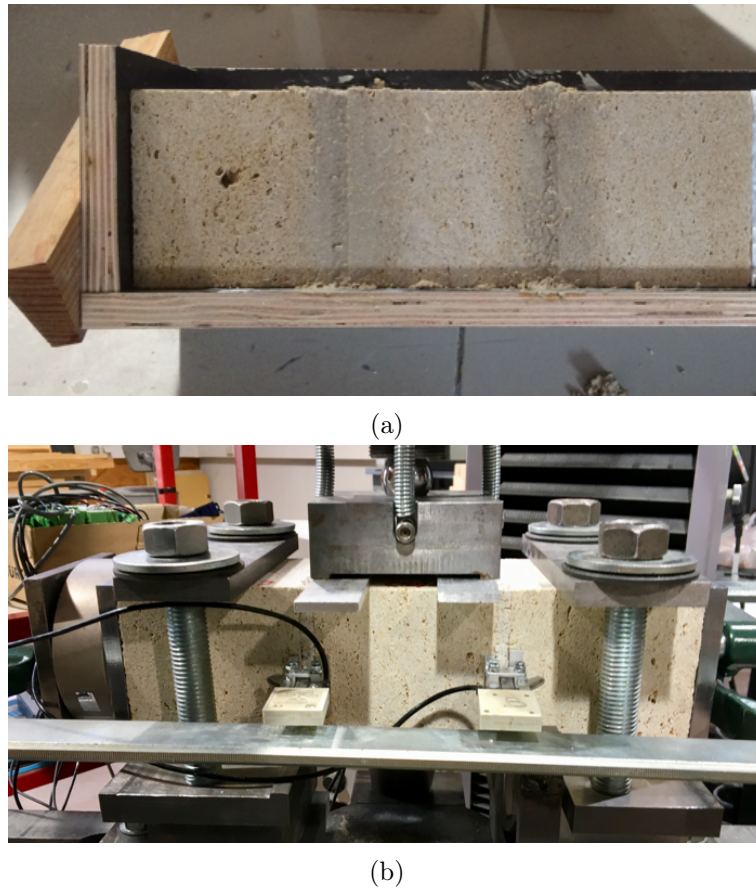


FIGURE 2.10 – Protocole expérimental de l'essai de cisaillement sur triplet : (a) réalisation des éprouvettes et (b) montage de l'essai

2.3.2 Distinction des comportements cohésif et frictionnel

La Figure 2.11 présente une réponse contrainte de cisaillement *vs.* déplacement de cisaillement plan, typique d'un essai réalisé sur triplet pour une contrainte normale aux joints de 0.6 MPa. La contrainte de cisaillement est définie comme le rapport de la force verticale sur la surface des deux joints cisailés. La diminution de la surface des joints, liée au déplacement vertical de la pierre centrale au cours de l'essai, est prise en compte dans le calcul de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale aux joints (contraintes actualisées). La forme de la réponse expérimentale est caractéristique d'un assemblage de matériaux quasi-fragiles sollicités en cisaillement (Vasconcelos et Lourenço, 2009, Rahman Ataur et Ueda Tamon, 2014, Bisoffi-Sauve et al., 2019).

La contrainte de cisaillement pur σ_{II_t} est le fruit de deux comportements simultanés, le comportement cohésif de Mode II et le comportement frictionnel. Au regard de la Figure 2.11, trois phases peuvent être identifiées et la présence ou non de ces deux comportements peut être discutée :

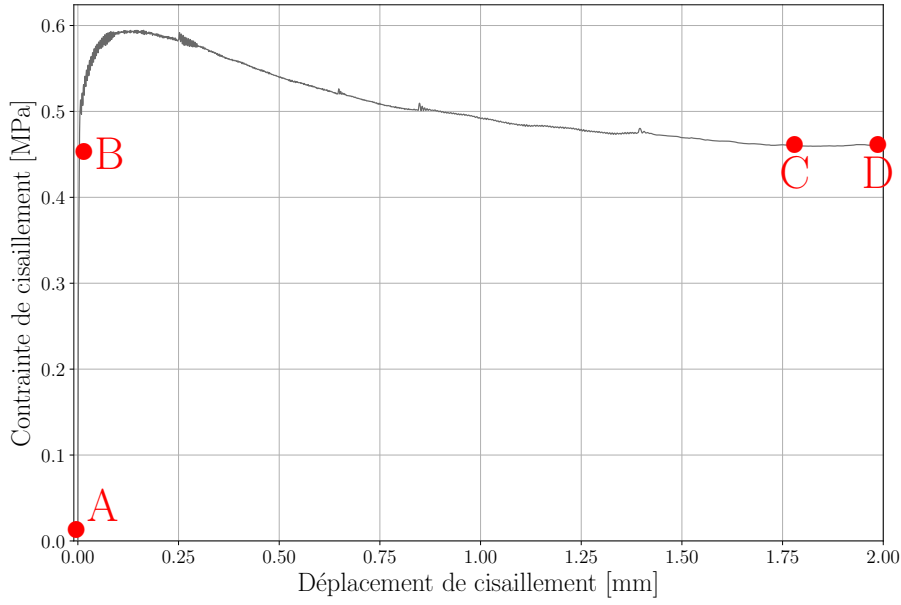


FIGURE 2.11 – Réponses contrainte *vs.* déplacement de cisaillement d’un essai sur triplet

Le domaine linéaire (phase AB) : Cette partie, présente en début de réponse, traduit le comportement réversible de l’interface. En faisant l’hypothèse que l’endommagement n’intervient pas encore dans le comportement mécanique, seule la partie cohésive de Mode II intervient dans le comportement global.

Le palier de frottement (phase CD) : Présent à la fin de l’essai, il se traduit par une contrainte de cisaillement constante, nommée contrainte résiduelle σ_{II}^{res} . Cette contrainte résiduelle s’exprime à partir du coefficient de frottement μ et de la contrainte normale aux joints σ_I , *i.e.* $\sigma_{II}^{res} = \mu\sigma_I$. Ici, on considère que le comportement cohésif de Mode II n’intervient plus dans la réponse totale car l’interface est entièrement rompue.

La transition entre domaine élastique et frottement pur (phase BC) : Entre le régime linéaire et le palier frictionnel, la contrainte totale augmente progressivement jusqu’à atteindre la résistance en cisaillement de l’interface (sous contrainte normale) puis décroît jusqu’à atteindre la contrainte résiduelle. Dans cette phase les comportements cohésif et frictionnel interviennent simultanément.

Dans la plupart des modèles, la contribution du frottement est assurée par une simple superposition de la partie cohésive et d’un plateau frictionnel (Freddi et al., 2017, Baek et Park, 2018, Bisoffi-Sauve et al., 2019, Yuen et al., 2019). Dans ce cas, la partie cohésive s’active seulement si le palier frictionnel est atteint (Fig. 2.12a). Une telle hypothèse conduit à une sous-estimation de l’énergie frictionnelle et une mésestimation de l’énergie cohésive (Bisoffi-Sauve, 2016). De plus, la mésestimation de l’énergie cohésive est généralement couplée à une dépendance de cette énergie à la contrainte normale (Bisoffi-Sauve et al., 2019), ce qui est physiquement incohérent.

Pour remédier à cela, plusieurs auteurs (Chaboche et al., 1997, Acary et Monerie,

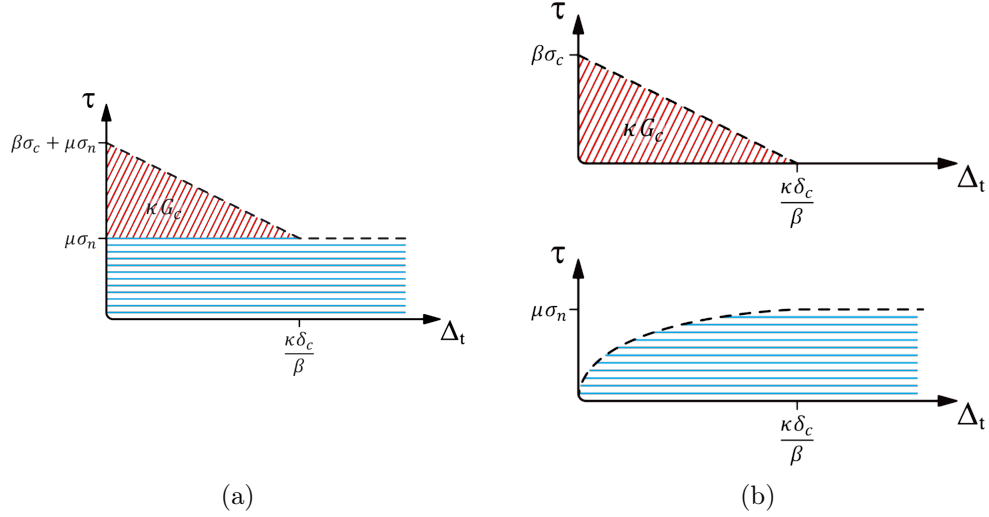


FIGURE 2.12 – Contribution du frottement : (a) par superposition de la partie cohésive et (b) par couplage avec la partie cohésive (Snozzi et Molinari, 2013)

(2006, Snozzi et Molinari, 2013, Spring et Paulino, 2015, D’Altri et al., 2018) ont revu cette hypothèse en proposant une augmentation progressive de la contrainte frictionnelle, en fonction du déplacement de cisaillement, uniquement lorsque l’interface commence à s’endommager (Fig. 2.12b). Notons que dans le modèle proposé par Snozzi et Molinari (2013) (illustré en Figure 2.12b), la raideur initiale de la partie cohésive est considérée infinie (*i.e.* s’apparentant à une *pénalité*). L’interface commence donc à s’endommager dès que le déplacement de cisaillement plan $\delta_{II} > 0$.

Néanmoins, si ces modèles de zone de cohésive frictionnelle permettent une meilleure description des réponses expérimentales contrainte-déplacement, le couplage des comportements cohésif et frictionnel est introduit par le déplacement de cisaillement, *i.e.* que pour un déplacement de cisaillement donné, une seule valeur de contrainte peut être obtenue, ce qui ne semble pas physiquement pertinent. En effet, comme proposé par Alfano et Sacco (2006), Acary et Monerie (2006), un couplage basé sur la partie endommagée de l’interface, *i.e.* la surface sur laquelle s’applique le comportement frictionnel, apparaît plus approprié pour décrire l’évolution du comportement frictionnel.

Au vu du comportement global observé en cisaillement + compression (Figure 2.11), une simple superposition de la loi cohésive et d’un palier frictionnel ne semble pas adaptée. En effet, les réponses contrainte *vs.* déplacement de cisaillement présentent une forme arrondie au niveau de la contrainte maximale qui ne reflète pas uniquement le comportement cohésif des matériaux quasi-fragiles (Figure 2.2). Sur la base des travaux de Snozzi et Molinari (2013), Alfano et Sacco (2006) et Acary et Monerie (2006), un nouveau modèle de zone cohésive frictionnelle en Mode II basé sur un couplage précis des comportements cohésif et frictionnel, piloté par la variable d’endommagement, est proposé dans la suite. Dans ce modèle, et comme exposé précédemment, on considèrera que le comportement cohésif de Mode II est analogue à celui constaté en Mode I comme présenté en Figure 2.5.

2.3.3 Développements des équations constitutives du couplage cohésif-frictionnel

Le modèle rhéologique du couplage cohésif-frictionnel proposé dans cette thèse est présenté en Figure 2.13. Il se compose d'un ressort cohésif et d'un patin frictionnel disposés en parallèle.

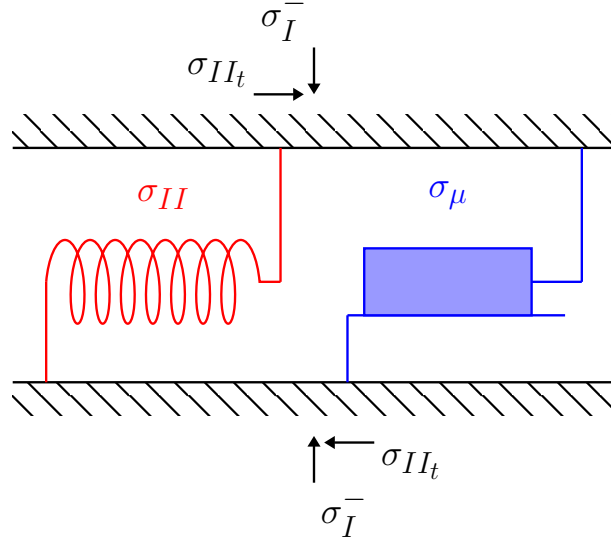


FIGURE 2.13 – Modèle rhéologique reflétant le comportement du FCZM en compression et cisaillement exprimé en contraintes apparentes

Selon ce modèle, la contrainte de cisaillement σ_{II_t} peut être exprimée comme la somme de la contrainte cohésive σ_{II} et de la contrainte frictionnelle σ_μ :

$$\sigma_{II_t} = \sigma_{II} + \sigma_\mu \quad (2.12)$$

Notons que ces contraintes sont des contraintes *apparentes*, qui s'appliquent donc sur la totalité de la surface de l'interface A_0 . Les équations constitutives permettant de décrire l'évolution de la contrainte cohésive apparente en Mode II, en fonction de l'endommagement d , ont déjà été présentées en Partie 2.2.2. Nous avons vu que la contrainte de cisaillement apparente σ_{II} peut s'exprimer à partir de la contrainte cohésive effective $\tilde{\sigma}_{II}$, agissant sur la surface cohésive effective $\tilde{A} = A_0(1 - d)$:

$$\sigma_{II} = \tilde{\sigma}_{II} \frac{\tilde{A}}{A_0} = \tilde{\sigma}_{II}(1 - d) = K_{II}^0(1 - d)\delta_{II} \quad (2.13)$$

où $\tilde{A}$ la surface saine de l'interface. Un exemple de l'allure de la contrainte cohésive σ_{II} vs. δ_{II} est tracé en Figure 2.5 pour $i = II$.

Toujours à partir de l'Equation (2.12), la contrainte frictionnelle apparente σ_μ peut être exprimée à partir de la contrainte frictionnelle effective $\tilde{\sigma}_\mu$ agissant sur la surface frottante

effective $\tilde{A}_\mu$:

$$\sigma_\mu = \tilde{\sigma}_\mu \frac{\tilde{A}_\mu}{A_0} \quad (2.14)$$

où la contrainte frictionnelle effective $\tilde{\sigma}_\mu$ est définie selon la loi de Coulomb comme :

$$0 \leq |\tilde{\sigma}_\mu| \leq \tilde{\sigma}_{\mu_c} = \mu \sigma_I \quad (2.15)$$

où μ est le coefficient de frottement et $\tilde{\sigma}_{\mu_c} = \mu \sigma_I$ correspond à la résistance au glissement de cisaillement.

En première approximation, on pourrait considérer que la surface frottante est égale à la surface endommagée ($\tilde{A}_\mu = A_d$). Cependant, au début de l'endommagement de l'interface ($d \simeq 0$), la combinaison de la compression et du cisaillement conduit à une microfissuration approximativement orientée à 45° . Par conséquent, l'effort de cisaillement σ_{II} tend à ouvrir les microfissures (Fig. 2.14a) et donc à annuler l'effet potentiel du frottement sur la surface endommagée (pour $d \simeq 0$, $\tilde{A}_\mu \simeq 0$ et donc $\sigma_\mu \simeq 0$). Par la suite, lorsque l'endommagement de l'interface est plus important ($0 < d < 1$), le nombre de microfissures augmente ($0 < A_d < A_0$) et la coalescence de ses microfissures conduit à une fissure principale globalement parallèle à l'interface (Fig. 2.14b). Ce mécanisme a pour conséquence d'augmenter progressivement la part de surface frottante effective $\tilde{A}_\mu$ de l'aire endommagée A_d ainsi que la contrainte frictionnelle apparente σ_μ . Une fois l'interface rompue ($d = 1$), la surface frictionnelle occupe toute la surface endommagée et les deux coïncident avec la surface totale A_0 de l'interface. Dans ce cas, le palier frictionnel est atteint et on obtient : $\sigma_\mu = \mu \sigma_I$.

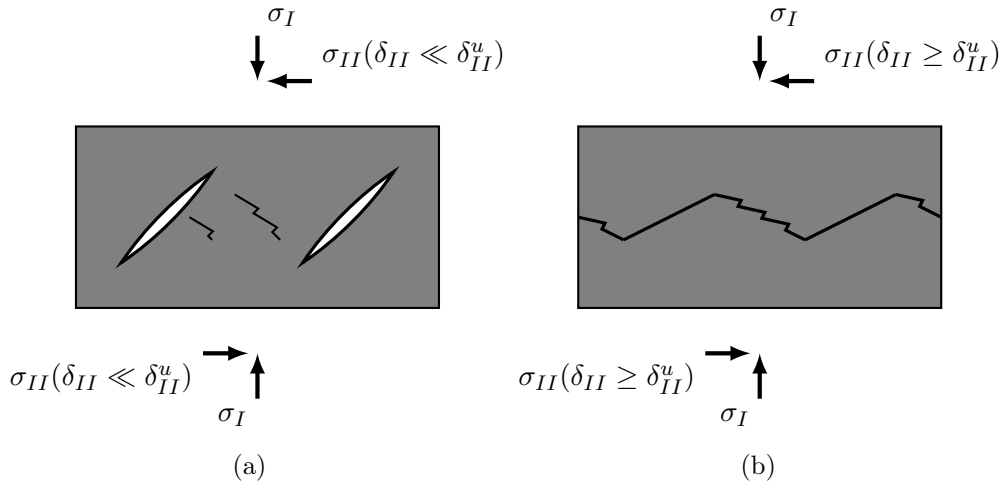


FIGURE 2.14 – Comportement de la surface frictionnelle effective (a) pour $d \simeq 0$ et (b) $d \simeq 1$

Sur cette base, on fait l'hypothèse que la surface frottante effective $\tilde{A}_\mu$ est égale à tout ou partie de la surface endommagée $A_d = d A_0$. Une fonction $f(d) = d^p$ est alors introduite,

permettant de piloter l'évolution de $\tilde{A}_\mu$ en fonction de A_0 :

$$\tilde{A}_\mu = f(d)A_0 = d^p A_0 \quad (2.16)$$

où p un paramètre du modèle qui permettra de gérer l'évolution de $\tilde{A}_\mu$ comparé à A_d et de garantir que $\tilde{A}_\mu \leq A_d \forall d$.

La Figure 2.15a illustre l'évolution de la surface endommagée A_d , de la surface frottante $\tilde{A}_\mu$ et de la surface saine $\tilde{A}$ en fonction de l'endommagement de l'interface d . Une représentation de ces surfaces est proposée pour $d = 0$ (Figure 2.15b), $0 < d < 1$ (Figure 2.15c) et $d = 1$ (Figure 2.15d). Sur cette base, le modèle rhéologique décrivant le couplage des comportements cohésif et frictionnel (Figure 2.13) peut être formulé à partir des contraintes et surfaces effectives (Figure 2.16). En combinant les Equations (2.14), (2.15)

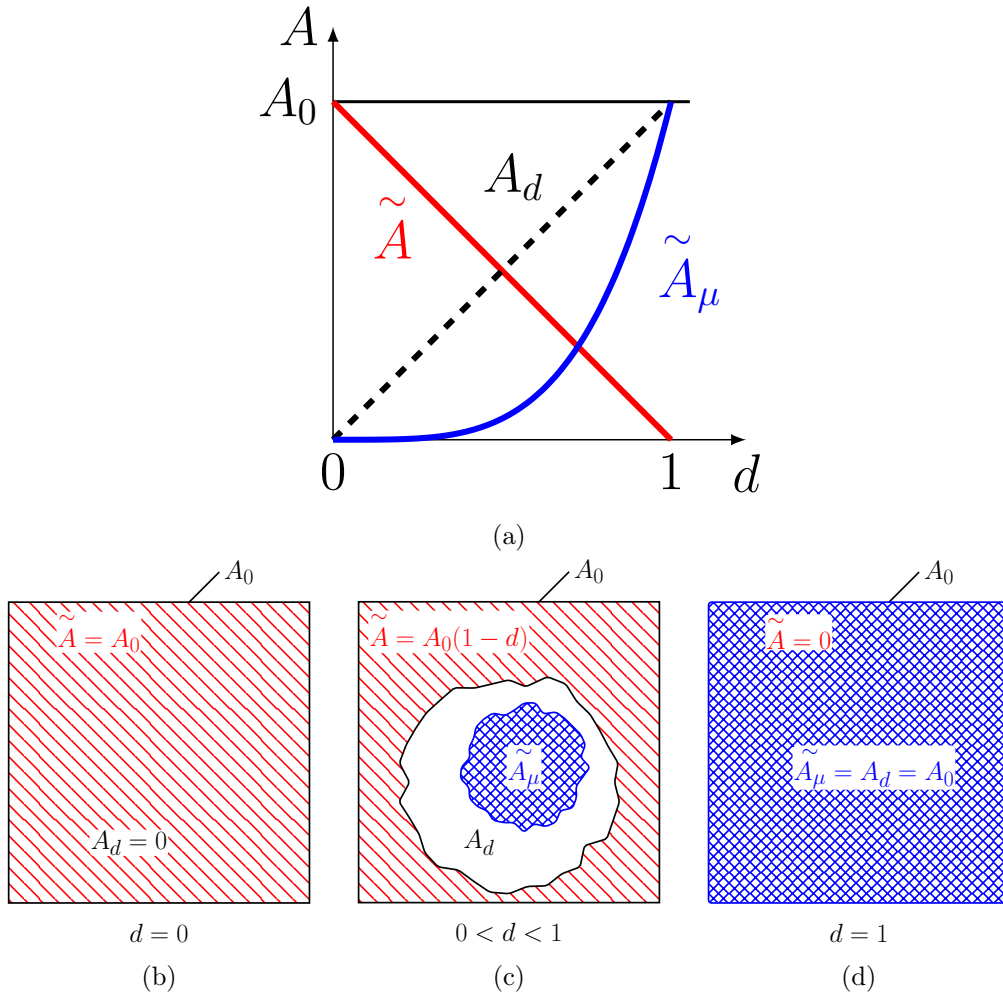


FIGURE 2.15 – Évolution des surfaces effectives en fonction de l'endommagement d

et (2.16), la contrainte frictionnelle apparente σ_μ donne :

$$0 \leq |\sigma_\mu| \leq \sigma_{\mu_c}(d) = f(d) \mu \sigma_I \quad (2.17)$$

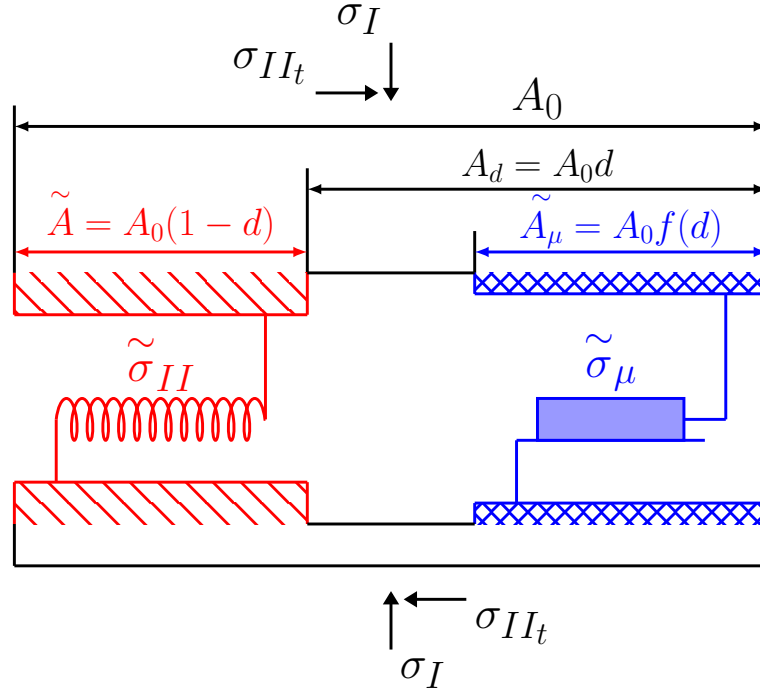


FIGURE 2.16 – Modèle rhéologique reflétant le comportement du FCZM en compression et cisaillement exprimé en contraintes effectives

où $\sigma_{\mu_c}(d)$ correspond à la résistance apparente au glissement qui augmente en fonction de la variable d'endommagement d , jusqu'à atteindre la valeur classique de résistance au glissement $\sigma_{\mu_c} = \mu \sigma_I$ lorsque $d = 1$ (Figure 2.17). A ce stade, l'interface est totalement rompue. Notons que, selon l'Equation (2.17), la résistance apparente au glissement peut également être exprimée comme $\sigma_{\mu_c}(d) = \mu(d) \sigma_I$ où $\mu(d) = \mu f(d) = \mu d^p$ peut être vu comme le coefficient de frottement apparent évoluant avec l'endommagement, *i.e.* le coefficient de frottement *dynamique*.

Finalement, selon les Equations (2.13) et (2.17), la contrainte de cisaillement apparente σ_{II_t} [Eq. (2.12)] donne :

$$\sigma_{II_t} = K_{II}^0(1-d)\delta_{II} + \mu d^p \sigma_I \quad (2.18)$$

De plus, au regard du comportement général de l'interface en cisaillement, reposant sur un ressort cohésif et un patin frictionnel montés en parallèle, lorsque la contrainte frictionnelle apparente $|\sigma_\mu| < \sigma_{\mu_c}(d)$, le déplacement de l'interface est bloqué. Par conséquent ce dernier n'évolue pas et reste à sa valeur avant blocage. Inversement, lorsque $|\sigma_\mu| = \sigma_{\mu_c}(d)$, le déplacement de l'interface est rendu possible grâce au glissement sur la surface frictionnelle $\tilde{A}_\mu$ (Figure 2.16) et les contraintes cohésive et frictionnelle évoluent. Ces conséquences du modèle rhéologique (mise en parallèle d'un ressort cohésif et d'un patin frictionnel, Fig. 2.13) sont détaillées dans le chapitre suivant (Chap. 3) en étudiant le comportement du modèle sollicité par des cycles charge-décharge. Dans la suite de ce chapitre, les paramètres cohésifs et frictionnel nécessaires à la formulation du modèle lors d'une sollicitation de com-

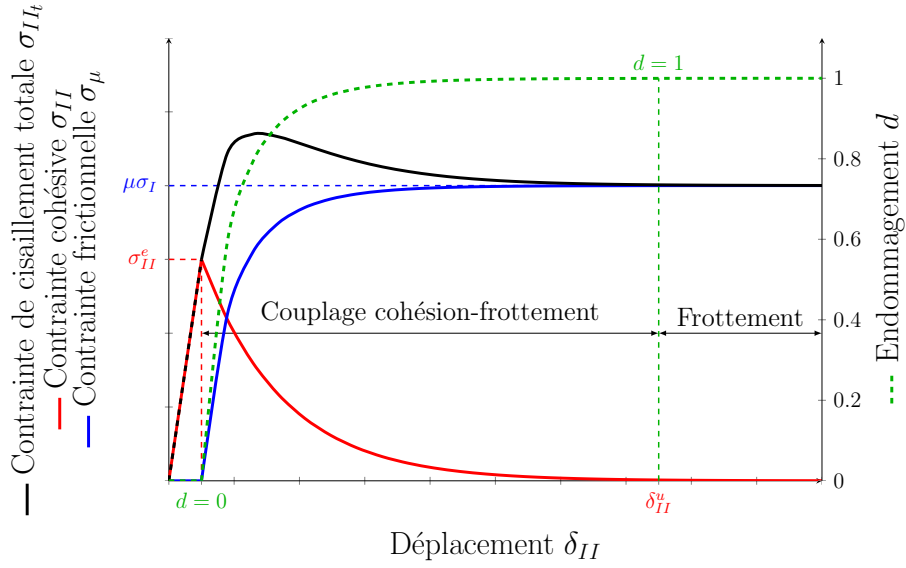


FIGURE 2.17 – Forme des comportements de Mode II, cohésif (en rouge), frictionnel (en bleu) et total (en noir)

pression et cisaillement seront identifiés sur la base du protocole expérimental présenté en Partie 2.3.1

2.3.4 Identification des paramètres cohésifs de Mode II et frictionnel

Comme dans le cas des essais de traction, la fissuration observée lors des essais de cisaillement est principalement localisée à l'interface pierre-mortier (Figure 2.18). Par conséquent, le déplacement de cisaillement plan de l'interface (abscisses de la Figure 2.19) est déterminé en retranchant le déplacement du joint et de la pierre, du déplacement mesuré. En faisant l'hypothèse de matériaux isotropes, le module de Young et le coefficient de Poisson permettent de calculer la contribution de la pierre et du joint ($G = E/[2(1 + \nu)]$, avec $\nu = 0.2$) dans le déplacement total. D'autre part, la contrainte de cisaillement est obtenue à partir du rapport de l'effort vertical appliqué à la pierre centrale sur la surface cisailée des deux joints alors que la contrainte normale est calculée à partir du rapport de l'effort de compression sur la surface d'un joint. Comme la surface effective des joints diminue en fonction du déplacement de cisaillement, la valeur des contraintes normale et de cisaillement sont actualisées en fonction de la valeur du déplacement de cisaillement.

Afin d'identifier les paramètres frictionnels, et notamment le coefficient de frottement μ , plusieurs niveaux de contrainte normale aux joints ont été appliqués (0.4, 0.6 et 0.8 MPa). Au total, la campagne expérimentale de caractérisation comprend entre 5 et 7 éprouvettes par niveau de contrainte normale. Les réponses contrainte *vs.* déplacement de cisaillement de l'interface obtenues, pour chaque niveau de contrainte normale, sont tracées en Figure 2.19.

De manière analogue au traitement des réponses expérimentales de traction, les paramètres cohésifs du modèle seront déterminés à partir des courbes moyennes issues des



FIGURE 2.18 – Fissuration interfaciale observée lors des essais de cisaillement

réponses $\sigma_{II_t} - \delta_{II}$ correspondantes à chaque palier de contrainte normale aux joints.

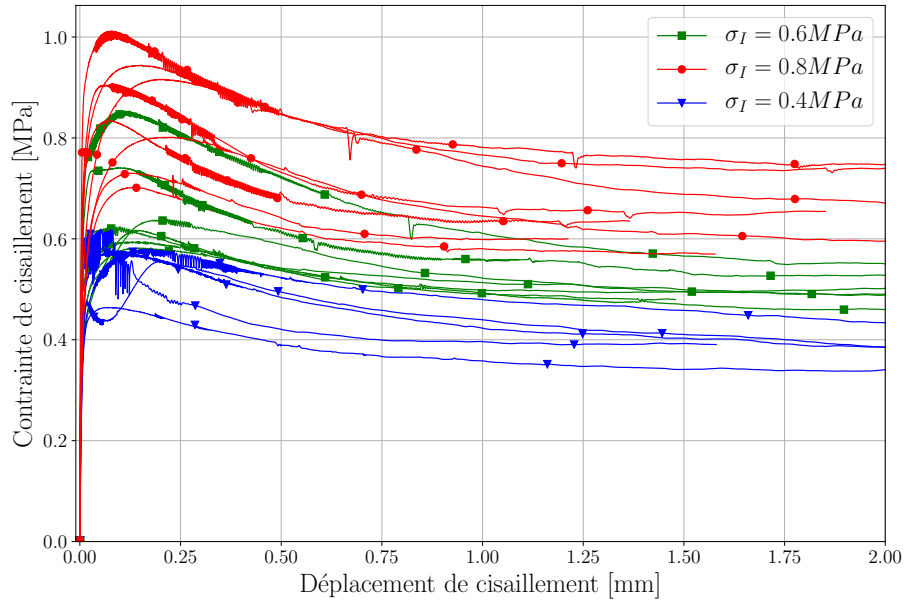


FIGURE 2.19 – Réponses expérimentales contrainte *vs.* déplacement de cisaillement pour des contraintes normales de : 0.4 MPa, 0.6 MPa et 0.8 MPa

La Figure 2.20 illustre, par niveau de contrainte normale σ_N (0.4, 0.6 et 0.8 MPa), la réponse $\sigma_{II_t} - \delta_{II}$ moyenne ainsi qu'un fuseau expérimental délimité par les courbes moyenne $\pm$ un écart-type.

Le premier paramètre mécanique identifié est le coefficient de frottement μ . Ce dernier est déterminé par régression linéaire (avec une ordonnée à l'origine imposée à zéro) de la contrainte résiduelle constante (*i.e.* la contrainte constante observée pour un grand déplacement de cisaillement et pour laquelle la contrainte cohésive est considérée comme

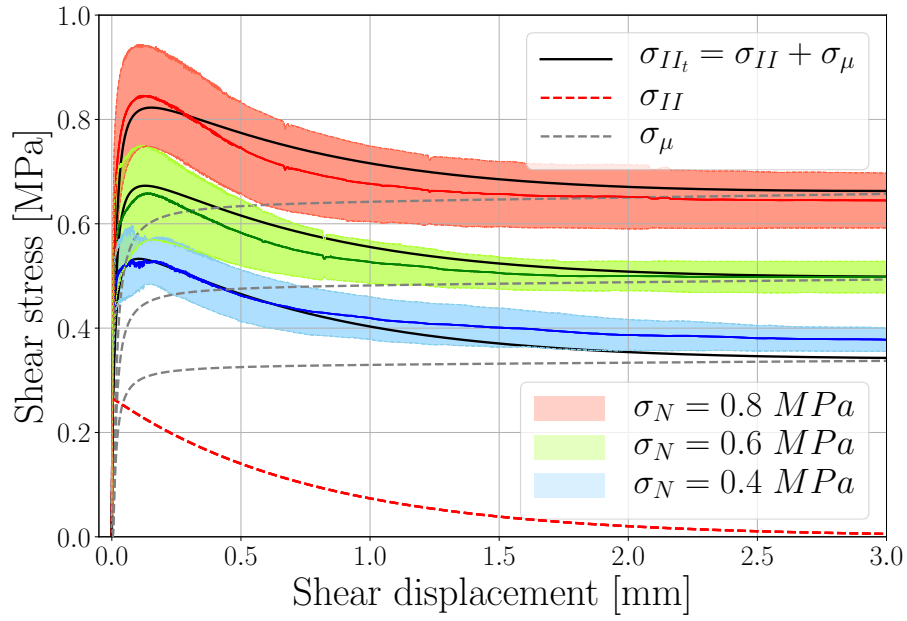


FIGURE 2.20 – Réponses expérimentales des essais de cisaillement sur triplets

nulle) en fonction de la contrainte normale (Figure 2.21). En effet, lorsque la partie cohésive ne participe plus à la réponse totale de l'interface ($d = 1$ sur la totalité de la surface initiale), la contrainte résiduelle de cisaillement (contrainte apparente) est supposée être égale à la contrainte frictionnelle effective telle que $\sigma_{II} = \sigma_{\mu} = \tilde{\sigma}_{\mu_c} = \mu \sigma_I$. Comme introduit dans la Figure 2.21 et résumé dans le Tableau 2.1, le coefficient de frottement de l'interface pierre-mortier obtenu est de $\mu = 0.81$.

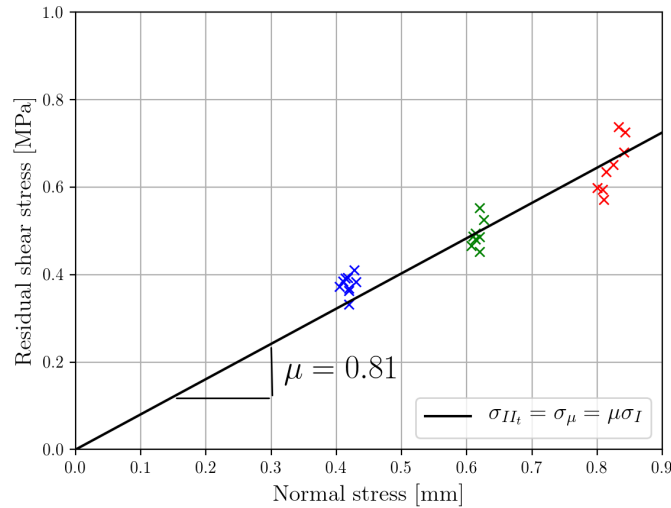


FIGURE 2.21 – Estimation du coefficient de frottement moyen par régression linéaire des contraintes résiduelles en fonction des contraintes normales appliquées à l'interface

Le deuxième paramètre qui peut être déterminé directement à partir des réponses

moyennes expérimentales $\sigma_{II_t} - \delta_{II}$, tracées en Figure 2.20, est la raideur initiale de l'interface K_{II}^0 . La raideur initiale K_{II}^0 est déterminée par régression linéaire de la partie élastique des réponses moyennes expérimentales par palier de contrainte normale. En effet, dans la phase élastique de la réponse totale σ_{II_t} , seul le comportement cohésif est représenté, *i.e.* $\sigma_{II_t} = \sigma_{II} + \sigma_\mu$ où $\sigma_\mu = 0$ [Eq. (2.12)]. La valeur de K_{II}^0 obtenue est résumée dans le Tableau 2.1.

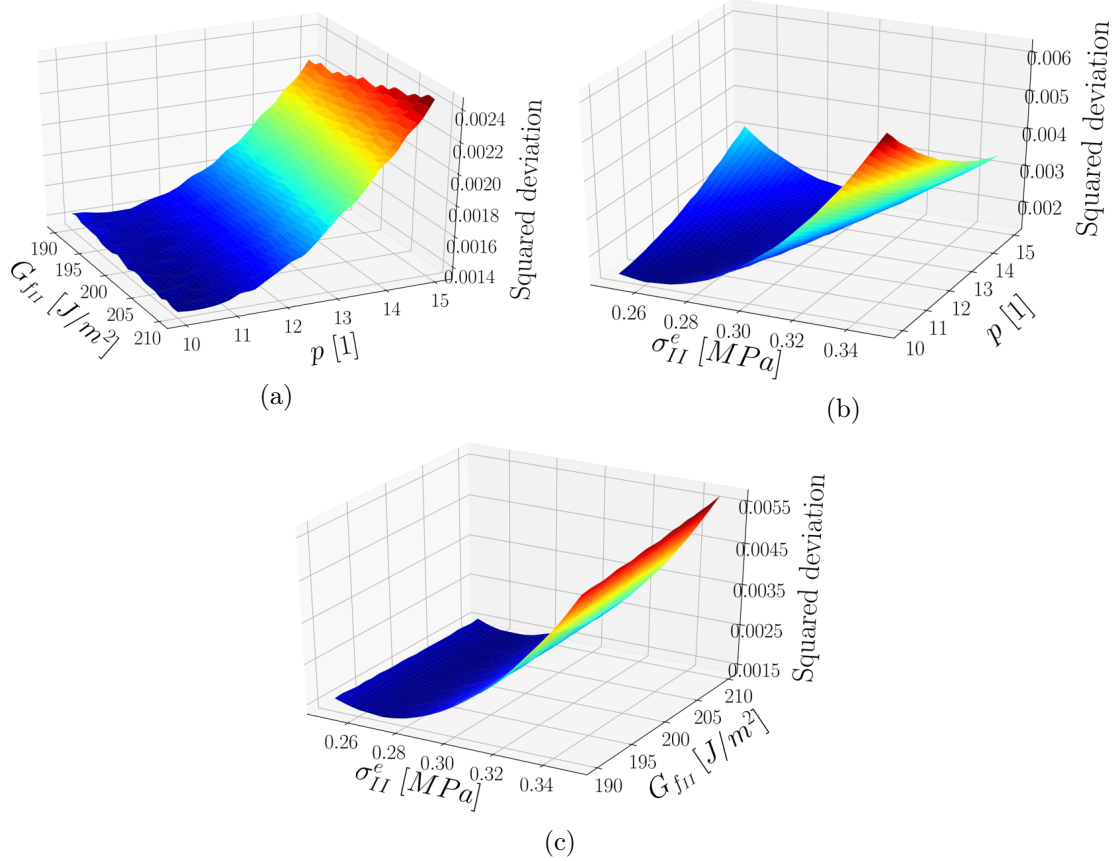


FIGURE 2.22 – Evolution de l'écart entre la réponse du FCZM et de la réponse expérimentale moyenne pour : (a) $\sigma_{II}^e = 0.256$ MPa, (b) $G_{fII} = 179.5$ J/m² et (c) $p = 11.9$

Contrairement au coefficient de frottement μ et à la raideur initiale K_{II}^0 , la résistance au cisaillement σ_{II}^e , l'énergie de rupture G_{fII} et l'exposant p de la fonction $f(d) = d^p$ ne peuvent pas être directement déterminés à partir des réponses expérimentales. Ces paramètres sont ainsi déterminés par analyse inverse. Le but étant de trouver la combinaison σ_{II}^e , G_{fII} et p donnant une allure de la contrainte totale σ_{II_t} la plus proche des réponses moyennes observées expérimentalement (Figure 2.20).

Un grand nombre de combinaisons de ces 3 paramètres est testé et le choix de la meilleure combinaison se base sur trois critères, (i) l'écart quadratique des contraintes maximales ($\sigma_{II_t}^{max}$), (ii) l'écart quadratique des déplacements associés à ces contraintes et (iii) la somme des écarts quadratiques de chaque valeur de déplacement, divisé par le nombre de points. Afin d'obtenir un degré de précision suffisant dans la description du pic

	Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Mode I	Raideur initiale	K_I^0	1.2×10^{11}	Pa/m
	Contrainte maximale	σ_I^e	0.05	MPa
	Énergie cohésive	Gf_I	3.0	J/m ²
Mode II	Raideur initiale	K_{II}^0	2.8×10^{11}	Pa/m
	Contrainte maximale	σ_{II}^e	0.27	MPa
	Énergie cohésive	Gf_{II}	206.0	J/m ²
Paramètres frictionnels	Coefficient de frottement	μ	0.81	1
	Exposant de la fonction $f(d)$	p	10.8	1

Tableau 2.1 – Paramètres du FCZM obtenus à partir des campagnes expérimentales

de contrainte totale (contrainte et déplacement), un poids de 5/10 est donné au premier critère, un poids de 4/10 est donnée au deuxième critère et pour finir un poids de 1/10 est donné pour le reste de la courbe (troisième critère).

Pour chaque combinaison, la somme de ces trois écarts est représenté en Figure 2.22. En observant les Figures 2.22a et 2.22c, on note que l'énergie de rupture Gf_{II} a moins d'influence que les deux autres paramètres. En effet, la méthode proposée s'appuie sur une description précise du pic de contrainte, le reste de la courbe (fortement pilotée par l'énergie de rupture) est donc moins bien décrite. Les paramètres cohésifs ainsi que le paramètre frictionnel sont reportés en Tableau 2.1, tandis que la réponse $\sigma - \delta$ du FCZM pour chaque contrainte normale testée est tracée en Figure 2.20.

Finalement, nous pouvons souligner que les réponses expérimentales contrainte *vs.* déplacement de cisaillement sont retranscrites par le FCZM [Eq. (2.18)] avec une précision raisonnable, d'autant plus que ces réponses sont décrites à partir d'un seul jeu de paramètres cohésifs et donc indépendamment de la contrainte normale appliquée aux joints. De plus, le FCZM présenté est capable de décrire l'aplatissement du pic de contrainte totale σ_{II_t} observé pour des contraintes normales élevées, comme le montre la Figure 2.20. En effet, plus la contrainte normale aux joints augmente, plus la contrainte frictionnelle σ_μ est importante comparé à la contrainte cohésive σ_{II} (car indépendante de la contrainte normale), *i.e.* que la forme de la contrainte totale σ_{II_t} va tendre vers celle de la contrainte frictionnelle. D'Altri et al. (2019) ont également observé ce comportement lors d'essais sur triplets.

2.4 Sollicitation combinée de traction et cisaillement : prise en compte du Mode mixte I+II

Les premiers modèles de zone cohésive présents dans la littérature (Hillerborg et al., 1976, Xu et Needleman, 1993, Camacho et Ortiz, 1996) ont été développés pour traiter un seul mode de ruine (Mode I ou en Mode II). Cependant, une interface subit généralement une sollicitation combinée de Mode I et de Mode II (Zucchini et Lourenço, 2002) conduisant à une ouverture de l'interface en Mode mixte I+II. Sur cette base de nombreux auteurs ont proposé des modèles de zone cohésive en Mode mixte I+II permettant de décrire

des processus de rupture complexes (Van den Bosch et al., 2006, Högberg, 2006, Snozzi et Molinari, 2013, Bisoffi-Sauve et al., 2019), qui sont principalement inspirés des travaux précurseurs de Camanho et al. (2003). Le CZM en Mode mixte proposé par Camanho et al. (2003) est formulé à partir des lois cohésives des modes purs (Mode I et Mode II) conduisant à l'expression d'une loi cohésive de Mode mixte, de forme analogue à celle des modes purs (domaine élastique suivi du domaine adoucissant décrit par une fonction exponentielle) (Fig. 2.5). Dans cette étude, la loi cohésive de Mode mixte, à l'image de celles des modes purs, sera donc fonction (i) de la raideur initiale K_{I+II}^0 (ou du déplacement élastique δ_{I+II}^e), (ii) de la limite élastique σ_{I+II}^e et (iii) de l'énergie de rupture G_{fI+II} comme montré en Figure 2.23.

La mixité des modes est généralement obtenue sur la base d'un paramètre de couplage β , lié à l'angle de chargement α , correspondant au ratio du déplacement de cisaillement plan δ_{II+II} sur le déplacement d'ouverture δ_{I+II} :

$$\beta = \frac{\delta_{II+II}}{\delta_{I+II}} = \tan(\alpha), \quad (2.19)$$

ainsi que de deux critères, le premier est un critère d'initiation de l'endommagement et le deuxième est un critère de rupture.

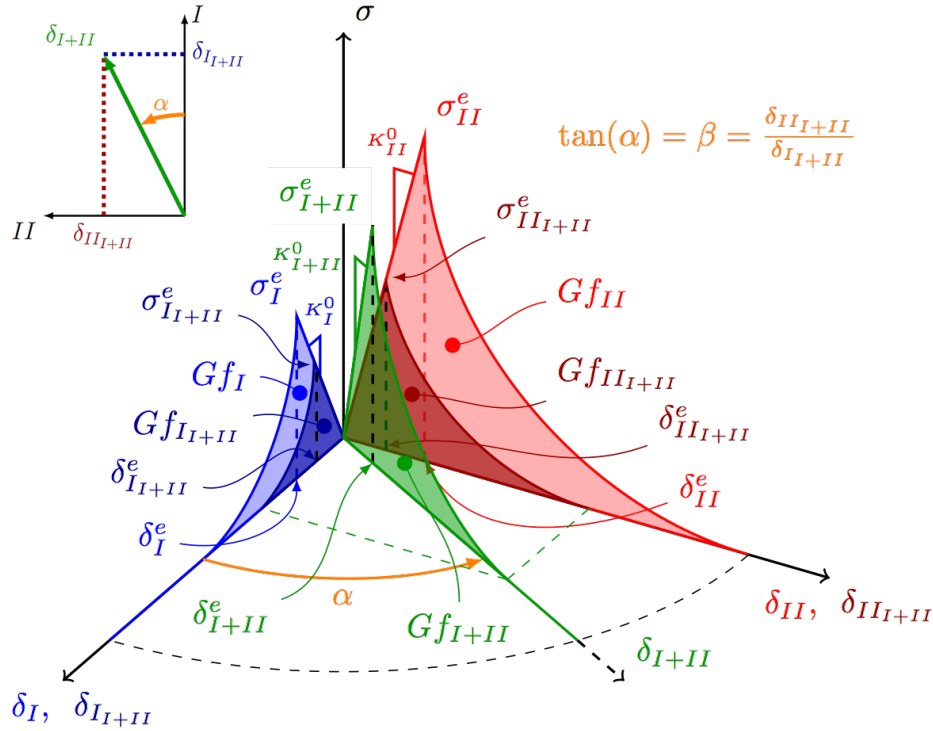


FIGURE 2.23 – Loi cohésive de Mode mixte

Le critère d'initiation de l'endommagement correspond à la fin du comportement élastique de l'interface sous sollicitation de Mode mixte I+II. La limite élastique du Mode mixte σ_{I+II}^e correspondant au début de l'endommagement de l'interface doit satisfaire ce critère quadratique, exprimé en fonction des limites élastiques des composantes des modes purs (Mode I : σ_I^e et Mode II : σ_{II+II}^e) :

$$\left(\frac{\sigma_{I+II}^e}{\sigma_I^e}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{II+II}^e}{\sigma_{II}^e}\right)^2 = 1, \quad (2.20)$$

où, σ_I^e correspond à la résistance de traction en Mode I et σ_{II}^e est la résistance au cisaillement en Mode II, et où σ_{I+II}^e et σ_{II+II}^e sont respectivement les limites élastiques des composantes des modes purs I et II du Mode mixte I+II. Sur cette base, la limite élastique du Mode mixte σ_{I+II}^e , est exprimée par :

$$\sigma_{I+II}^e = \sqrt{(\sigma_{I+II}^e)^2 + (\sigma_{II+II}^e)^2} \quad (2.21)$$

Sur cette base, les raideurs initiales des composantes de Mode I et Mode II sont égales aux raideurs initiales des modes purs, *i.e.* $K_{I+II}^0 = K_I^0$ et $K_{II+II}^0 = K_{II}^0$. Le critère de contrainte quadratique [Eq. (2.20)] peut donc s'écrire en terme de déplacements comme :

$$\left(\frac{\delta_{I+II}^e}{\delta_I^e}\right)^2 + \left(\frac{\delta_{II+II}^e}{\delta_{II}^e}\right)^2 = 1 \quad (2.22)$$

De plus, comme le montre la Figure 2.23, le déplacement de Mode mixte peut s'écrire en fonction du déplacement des composantes de modes purs comme :

$$\delta_{I+II} = \sqrt{\delta_{I+II}^2 + \delta_{II+II}^2} \quad (2.23)$$

En utilisant les Equations (2.19) et (2.23), les déplacements des composantes de modes purs peuvent être exprimés en fonction du déplacement de Mode mixte et du ratio de mixité :

$$\delta_{I+II} = \sqrt{\frac{(\delta_{I+II})^2}{(1 + \beta^2)}} \quad (2.24)$$

$$\delta_{II+II} = \sqrt{(\delta_{I+II})^2 \frac{\beta^2}{(1 + \beta^2)}} \quad (2.25)$$

Donc en utilisant (i) la relation entre le déplacement δ_{I+II} et ses composantes de Mode I et de Mode II [Eq. (2.23)] et (ii) le paramètres de couplage β [Eq.(2.19)], le déplacement de la limite élastique de Mode mixte δ_{I+II}^e peut être obtenu depuis l'Equation (2.22) tel

que :

$$\delta_{I+II}^e = \delta_I^e \delta_{II}^e \sqrt{\frac{1 + \beta^2}{(\delta_{II}^e)^2 + (\delta_I^e \beta)^2}} \quad (2.26)$$

où δ_I^e et δ_{II}^e sont les limites élastiques des modes purs I et II. Notons qu'en accord avec l'Equation (2.26), un chargement de Mode I, correspondant à un paramètre de couplage $\beta = 0$, conduit à $\delta_{I+II}^e = \delta_I^e$ alors qu'un chargement de Mode II, correspondant à $\beta \rightarrow \infty$, conduit à $\delta_{I+II}^e = \delta_{II}^e$.

En utilisant les Equations (2.24) et (2.25), les limites élastiques des composantes de modes purs peuvent s'exprimer :

$$\sigma_{I+II}^e = K_{I+II}^0 \delta_{I+II}^e = K_I^0 \delta_{I+II}^e = K_I^0 \frac{\delta_{I+II}^e}{\sqrt{1 + \beta^2}} \quad (2.27)$$

$$\sigma_{I+II}^e = K_{II+II}^0 \delta_{II+II}^e = K_{II}^0 \delta_{II+II}^e = K_{II}^0 \delta_{I+II}^e \sqrt{\frac{\beta^2}{1 + \beta^2}} \quad (2.28)$$

Finalement, en insérant les Equations (2.27) et (2.28) dans (2.21) l'expression de la limite élastique en mode mixte σ_{I+II}^e donne :

$$\sigma_{I+II}^e = \delta_I^e \delta_{II}^e \sqrt{\frac{K_I^{02} + \beta^2 K_{II}^{02}}{\delta_{II}^{e2} + \beta^2 \delta_I^{e2}}} \quad (2.29)$$

Notons également que les modes purs I et II correspondent à des cas particuliers de l'Equation (2.29), soit $\sigma_{I+II}^e = \sigma_I^e$ pour $\beta = 0$ et $\sigma_{I+II}^e = \sigma_{II}^e$ pour $\beta \rightarrow \infty$ (Figure 2.23).

En résumé, le critère d'initiation de l'endommagement permet de déterminer les deux paramètres élastiques (σ_{I+II}^e et δ_{I+II}^e ou K_{I+II}^0) rendant compte de la partie élastique de la loi de Mode mixte. L'énergie cohésive de Mode mixte I+II, G_{fI+II} , sera déterminée à partir d'un critère de rupture.

Critère de rupture

La rupture de l'interface lors d'une sollicitation de Mode mixte est pilotée par l'énergie cohésive de Mode mixte G_{fI+II} . Cette énergie cohésive peut être exprimée comme la somme de ces composantes de Mode I et II, G_{fI+II} et G_{fII+II} respectivement, telle que :

$$G_{fI+II} = G_{fI+II} + G_{fII+II} \quad (2.30)$$

Sur cette base, un deuxième critère, nommé *critère de rupture* est nécessaire pour estimer la valeur de l'énergie cohésive de Mode mixte G_{fI+II} (Camanho et al., 2003). Généralement, deux types de critères sont utilisés pour évaluer la propagation de la fissure interfaciale : un critère en loi puissance ou le critère de mixité introduit par Benzeggagh et Kenane (1996). Ces deux critères sont généralement exprimés à partir de l'énergie cohésive des composantes de Modes purs I et II. En revanche, le critère de Benzeggagh et Kenane (1996) nécessite un paramètre obtenu suite à une campagne expérimentale d'essais MMB (Mixed Mode Bending). Cet essai, même s'il est classiquement utilisé pour le bois (Phan

et al., 2016a) ou pour les matériaux composites (Camanho et al., 2003), est très compliqué à mettre en place pour des assemblages maçonnés. Un critère puissance, basé sur les énergies de rupture des composantes des modes purs est donc utilisé dans cette étude, pour décrire l'énergie de rupture du Mode mixte :

$$\left(\frac{G_{f_{I+II}}}{G_{f_I}} \right)^n + \left(\frac{G_{f_{II+II}}}{G_{f_{II}}} \right)^m = 1 \quad (2.31)$$

où G_{f_I} et $G_{f_{II}}$ sont les énergies cohésives relatives au modes purs I et II (Partie 2.2.2).

En première approximation, une relation linéaire est généralement choisie à partir de l'Equation (2.31), *i.e.* $n = m = 1$ (Bisoffi-Sauve, 2016). Dans cette étude, on fera également cette l'hypothèse.

Sur cette base, les composantes de Mode I et de Mode II de l'énergie cohésive de Mode mixte peuvent s'exprimer à partir des énergies cohésives des modes purs :

$$G_{f_{I+II}} = \Psi_{I+II} G_{f_I} \quad (2.32)$$

$$G_{f_{II+II}} = \Psi_{II+II} G_{f_{II}} \quad (2.33)$$

où Ψ_{I+II} [1] et Ψ_{II+II} [1] correspondent aux ratios des composantes de Mode I et de Mode II de l'énergie cohésive de Mode mixte sur les énergies de modes purs I et II. Par conséquent, d'après les Equations (2.32) et (2.33), le critère de rupture [Eq. (2.31)] donne :

$$\Psi_{I+II} + \Psi_{II+II} = 1 \quad (2.34)$$

De plus, l'énergie cohésive G_{f_i} peut être exprimée comme la somme de l'énergie cohésive élastique $G_{f_i}^e = \sigma_i^e \delta_i^e / 2$ et de l'énergie cohésive liée au comportement adoucissant de l'interface $G_{f_i}^{soft}$, *i.e.*, $G_{f_i} = G_{f_i}^e + G_{f_i}^{soft}$. Sur cette base, on fait l'hypothèse que le ratio de l'énergie élastique sur l'énergie cohésive totale est le même pour les modes purs I et II et pour les composantes de Mode I et II de l'énergie cohésive de Mode mixte :

$$\frac{G_{f_I}^e}{G_{f_I}} = \frac{G_{f_{I+II}}^e}{G_{f_{I+II}}} = \phi_I^e = cte \quad (2.35)$$

$$\frac{G_{f_{II}}^e}{G_{f_{II}}} = \frac{G_{f_{II+II}}^e}{G_{f_{II+II}}} = \phi_{II}^e = cte \quad (2.36)$$

Notons que les ratios ϕ_I^e et ϕ_{II}^e seront identiques pour les ratios d'énergies associés aux parties adoucissantes.

Comme les paramètres décrivant la partie élastique du comportement cohésif des modes purs ainsi que ceux de leur contribution dans le Mode mixte (obtenu par le critère d'initiation de l'endommagement) sont connus, la fraction de l'énergie cohésive de Mode I dans l'énergie cohésive de Mode mixte Ψ_{I+II} peut être déterminée, selon les Equations (2.32)

et (2.35), comme :

$$\Psi_{I+II} = \frac{G_{f_{I+II}}}{G_{f_I}} = \frac{G_{f_{I+II}}^e}{G_{f_I}^e} = \frac{\delta_{II}^{e\ 2}}{\delta_{II}^{e\ 2} + \beta^2 \delta_I^{e\ 2}} \quad (2.37)$$

alors que, selon les Equations (2.32) et (2.36), la fraction de l'énergie cohésive de Mode II dans l'énergie cohésive de Mode mixte Ψ_{II+II} donne :

$$\Psi_{II+II} = \frac{G_{f_{II+II}}}{G_{f_{II}}} = \frac{G_{f_{II+II}}^e}{G_{f_{II}}^e} = \frac{\beta^2 \delta_I^{e\ 2}}{\delta_{II}^{e\ 2} + \beta^2 \delta_I^{e\ 2}} \quad (2.38)$$

Notons que, d'après les Equations (2.37) et (2.38), un chargement de Mode I, correspondant à un paramètre de couplage $\beta = 0$, conduit aux fractions des énergies cohésives de Mode I et de Mode II telles que $\Psi_{I+II} = 1$ et $\Psi_{II+II} = 0$. Dans ce cas et d'après les Equations (2.30) et (2.32), la composante de Mode I dans l'énergie cohésive de Mode mixte est simplement égale à l'énergie cohésive de Mode I, *i.e.* $G_{f_{I+II}} = G_{f_I}$. Inversement, lorsqu'un chargement de Mode II pur est appliqué à l'interface, le paramètre de couplage $\beta \rightarrow \infty$, ce qui conduit à $\Psi_{I+II} = 0$ et $\Psi_{II+II} = 1$. Par conséquent, d'après les Equations (2.30) et (2.33), l'énergie cohésive Mode mixte $G_{f_{I+II}} = G_{f_{II}}$.

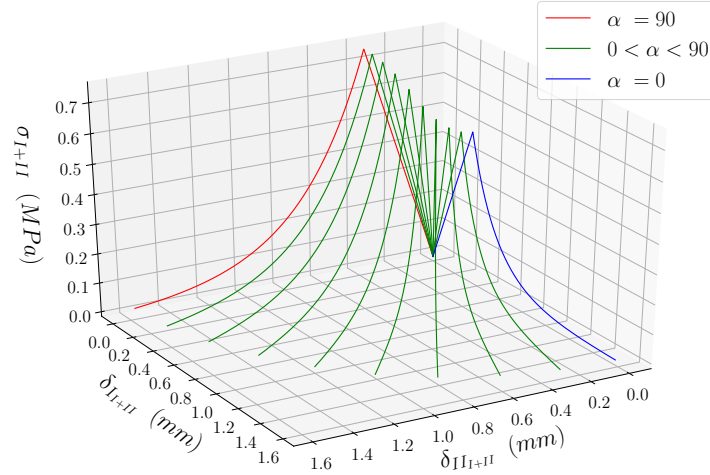


FIGURE 2.24 – Loi cohésive de Mode mixte en fonction de l'angle α [Eq. 2.19]

La Figure 2.24 permet d'illustrer la réponse du CZM en Mode mixte, lorsque l'interface est soumise à un déplacement monotone croissant $\delta_{I+II} > 0$ jusqu'au déplacement ultime δ_{I+II}^u [Eq. (2.11)] en fonction de l'angle α (Fig. 2.23), avec un angle de chargement allant de $\alpha = 0$ deg (Mode I pur) à $\alpha = 90$ deg (Mode II pur).

Cette partie a permis d'introduire les trois paramètres cohésifs de la loi de Mode mixte, *i.e.* σ_{I+II}^e , δ_{I+II}^e et $G_{f_{I+II}}$ qui sont tous identifiables à partir des paramètres cohésifs des modes purs I et II présentés dans les Parties 2.2.3 et 2.3.4. Ce dernier point est essentiel car des essais expérimentaux en Mode mixte semblent difficilement envisageables sur des assemblages maçonnés. Cela nécessiterait la mise en place d'un protocole expérimental très

complexe.

2.5 Conclusion

Dans cette partie, un modèle de zone cohésive frictionnelle (FCZM) dédié à la rupture quasi-fragile des interfaces pierre-mortier a été présenté. Ce modèle décrit (i) la réponse en Mode mixte attendue lors d'une sollicitation combinée de traction et cisaillement et (ii) une transition douce du comportement cohésif vers le comportement frictionnel lors d'une sollicitation combinée de compression et cisaillement.

La réponse cohésive en Mode I pur présentée dans ce chapitre, comprend une phase linéaire pour décrire le domaine élastique suivie d'une loi exponentielle concave pour décrire l'écroutissage négatif attendu d'un endommagement progressif le long d'une interface cohésive. Sur la base d'essais expérimentaux menés sur des éprouvettes sollicitées en traction directe, la loi cohésive de traction décrit le comportement expérimental avec un degré de précision raisonnable.

En s'inspirant de travaux qui visent à améliorer l'hypothèse d'une simple superposition du comportement cohésif de Mode II et d'un palier frictionnel, un couplage cohésif-frictionnel piloté par la variable d'endommagement a été proposé pour décrire l'interface lors d'une sollicitation combinée de compression et cisaillement. On fait l'hypothèse que la partie cohésive de Mode II pur de ce couplage est de forme analogue à celle décrite en Mode I pur. Ce couplage est ainsi construit autour de l'hypothèse que l'interface commence à frotter dès l'initiation de l'endommagement et ce, sur tout ou partie de la surface endommagée. Sur cette base, le FCZM présente (i) une augmentation progressive de la contrainte frictionnelle et (ii) une diminution de la contrainte cohésive de Mode II en suivant la loi exponentielle concave (adoucissement) en fonction du déplacement de cisaillement plan, conduisant à une transition en douceur du comportement cohésif vers le comportement frictionnel. Une méthode a été proposée afin de déterminer les paramètres de Mode II pur et de friction à partir d'un essai de cisaillement sous contrainte normale constante, réalisé sur un trio de pierres assemblées par deux joints de mortier :

- détermination du coefficient de frottement par régression linéaire des contraintes résiduelles en fonction des contraintes normales,
- estimation de la raideur initiale par régression linéaire dans le domaine élastique initial,
- détermination, par analyse inverse au moyen d'une méthode d'optimisation, de l'ensemble des autres paramètres simultanément en cherchant à s'approcher des réponses expérimentales contrainte *vs.* déplacement de cisaillement plan.

Cette méthode d'identification des paramètres a été discutée et elle conduit à l'identification d'un seul jeu de paramètres cohésifs, quelle que soit la contrainte normale aux joints, pour décrire les réponses expérimentales avec un degré de précision raisonnable.

En Mode mixte, le FCZM est basé sur les comportements cohésifs des modes purs (Mode I et Mode II) et conserve une forme similaire à ces derniers. Après le régime élastique initial

piloté par la raideur initiale, la partie adoucissante, décrite par une fonction exponentielle, est pilotée par les résistances en traction et cisaillement mais également par l'énergie de rupture en Mode I ou II. Le couplage des comportements cohésifs des deux modes purs I et II est obtenu à partir de deux critères (un critère d'initiation de l'endommagement et un critère de rupture) qui conduisent à l'expression du comportement cohésif de Mode mixte.

Chapitre 3

Validation du modèle à l'échelle mésoscopique

Sommaire

3.1 Introduction	82
3.2 Etude de l'évolution de l'énergie cohésive en Mode mixte I+II	82
3.2.1 Evolution de l'énergie cohésive totale de Mode mixte I+II à ratio de mixité constant	83
3.2.2 Dépendance au chemin de chargement	85
3.2.3 Etude de la dissipation instantanée de l'énergie cohésive en Mode mixte I+II	87
3.3 Etude de la dissipation d'énergie en compression et cisaillement	92
3.3.1 Etude du comportement mécanique du modèle lors d'un essai de cisaillement cyclé sous contrainte normale	93
3.3.2 Dissipation des énergies cohésive et frictionnelle	95
3.4 Essai de cisaillement unilatéral cyclé : réponse expérimentale vs. numérique	98
3.5 Conclusion	100

3.1 Introduction

Dans le chapitre précédent, un modèle de zone cohésive frictionnelle dédié à la rupture d’une interface quasi-fragile a été présenté. Ce modèle permet de prendre en compte des sollicitations complexes classiquement observées sur des ouvrages maçonnés, à savoir une combinaison d’un effort de traction et cisaillement ainsi qu’une combinaison compression et cisaillement. Ce chapitre propose, par l’étude des énergies dissipées, une validation numérique à l’échelle mésoscopique de ce modèle.

Il est nécessaire d’étudier l’évolution de l’énergie cohésive lors d’une sollicitation de Mode mixte I+II afin de s’assurer que l’interface conserve un comportement physiquement cohérent quel que soit l’angle de sollicitation. Dans la première partie de ce chapitre (Partie 3.2), plusieurs simulations numériques correspondantes à des ratios de mixité constants et non constants sont proposées afin de discuter (i) de l’évolution de l’énergie cohésive en Mode mixte en fonction du ratio de mixité, (ii) de la dépendance de l’énergie cohésive vis-à-vis du chemin de chargement et (iii) de la cohérence de l’énergie instantanée dissipée en cours d’endommagement. Notons que contrairement à la démarche utilisée dans le Chapitre 2, ces résultats numériques ne seront pas confrontés à des essais expérimentaux en Mode mixte. Cela impliquerait la mise en œuvre d’un protocole expérimental sollicitant une interface maçonnée avec un angle $0 \leq \alpha \leq 90^\circ$ où, $\alpha = 0^\circ$ correspond à un effort de traction direct et $\alpha = 90^\circ$ à un effort de cisaillement plan, ce qui est difficilement envisageable.

Afin d’étudier en détail le comportement du modèle lors d’une sollicitation de compression et cisaillement, la deuxième partie (Partie 3.3) s’attache à décrire le comportement numérique d’une interface lors de cycles de charge-décharge. Deux types de cycles seront discutés correspondant à des sollicitations unilatérale et bilatérale. Ces cycles permettront également d’étudier les énergies instantanées cohésive et frictionnelle dissipées en cours d’essai.

Une fois la mixité des modes et le couplage cohésif-frictionnel validés par l’étude des énergies dissipées en cours d’endommagement, une confrontation numérique *vs.* expérimental est proposée en Partie 3.4 sur un essai de cisaillement cyclé sur triplet sous contrainte normale aux joints constante (protocole expérimental identique à celui du Chapitre 2). Dans cette partie, le code de calcul aux éléments discrets LMGC90, dans lequel est implémenté le FCZM sera utilisé afin de modéliser l’essai de cisaillement cyclé.

3.2 Etude de l’évolution de l’énergie cohésive en Mode mixte I+II

Dans la plupart des CZM introduits ces dernières années (Camanho et al., 2003, Van den Bosch et al., 2006, Snozzi et Molinari, 2013, Dimitri et al., 2015, Bisoffi-Sauve et al., 2019), des vérifications analytiques et numériques sont réalisées à l’échelle mésoscopique (échelle de l’interface) afin d’évaluer la cohérence physique d’un modèle. Pour ce faire, l’étude de l’évolution de l’énergie cohésive en fonction du taux de mixité ou du chemin de chargement

est un bon indicateur (Van den Bosch et al., 2006). On distinguera dans ce chapitre deux types d'énergies :

- l'énergie de rupture cohésive, notée G_{f_i} [J/m²] (introduite dans le Chapitre 2), correspond à l'aire sous la réponse cohésive de Mode i (où $i = \{I, II, I+II, I_{I+II}, II_{I+II}\}$).
- l'énergie instantanée, notée W_i [J/m²], qui est l'énergie dissipée dans un intervalle de déplacement donné, où $i = \{I, II, I+II, I_{I+II}, II_{I+II}\}$.

Comme évoqué précédemment, la gestion de la mixité s'appuie (i) sur un ratio de mixité β , (ii) un critère d'initiation de l'endommagement formulé à partir des résistances de traction σ_I^e et de cisaillement σ_{II}^e et (iii) un critère de rupture établi avec les énergies de rupture totales des deux modes purs (G_{f_I} et $G_{f_{II}}$) identiques à ceux proposés par Camanho et al. (2003). Afin de s'assurer que le modèle conserve un sens physique, il est important d'étudier la dissipation des énergies de Mode I et de Mode II en fonction du ratio de mixité β et de l'endommagement d (Dimitri et al., 2015).

3.2.1 Evolution de l'énergie cohésive totale de Mode mixte I+II à ratio de mixité constant

Au regard des résultats expérimentaux de caractérisation présentés dans le Chapitre 2, on émet les hypothèses suivantes :

- La fissuration étant localisée dans un plan de fissuration, symbolisé par l'interface cohésive, la direction I correspond à la direction pour laquelle l'énergie cohésive est la plus faible et la direction II celle pour laquelle l'énergie cohésive est la plus importante, *i.e.* $G_{f_I} < G_{f_{II}}$. Dans un souci d'analyse et de présentation des résultats, des paramètres cohésifs arbitraires seront utilisés dans cette partie. Ces derniers sont résumés dans le Tableau 3.1.
- Sur la base de l'hypothèse précédente, l'énergie de Mode mixte $G_{f_{I+II}}$ correspondant à une sollicitation cinématique d'angle α , *i.e.* un ratio de mixité $\beta = \delta_{I+II}/\delta_{II+II}$ où $\tan(\alpha) = \beta$, doit toujours être comprise entre les énergies cohésives des Modes purs G_{f_I} et $G_{f_{II}}$ et ne doit pas présenter d'extremum local en fonction du ratio de mixité β . De plus, la transition d'un mode pur à l'autre doit être progressive et ne doit pas présenter de discontinuités ou de sauts (Van den Bosch et al., 2006). C'est pourquoi l'étude de cette évolution sera réalisée pour chaque valeur de α comprise entre 0° et 90° avec un pas de 1°.
- Selon le critère de rupture utilisé [Eq. (2.31)], l'énergie cohésive $G_{f_{I+II}}$ ne doit pas présenter de composante de Mode I ($G_{f_{I+II}} = 0$) lorsque $\alpha = 90^\circ$, ce qui correspond à un déplacement de cisaillement pur (Mode II pur) et inversement, $G_{f_{I+II}}$ ne doit pas présenter de composante de Mode II ($G_{f_{I+II}} = 0$) lorsque $\alpha = 0^\circ$, ce qui correspond à une ouverture de l'interface (Mode I pur).

Un couplage adéquat entre les directions normale (Mode I) et tangentielle (Mode II) est donc nécessaire dans un CZM pour décrire de manière réaliste le comportement de l'interface. Les paramètres de couplage, s'ils ne sont pas bien définis, peuvent conduire à des prédictions non physiques pendant le processus de décohésion, telles que, par exemple,

Désignation	Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Mode I	Raideur initiale	K_I^0	1.5×10^9	Pa/m
	Contrainte maximale	σ_I^e	0.5	MPa
	Energie cohésive	Gf_I	200	J/m ²
Mode II	Raideur initiale	K_{II}^0	2.0×10^9	Pa/m
	Contrainte maximale	σ_{II}^e	0.75	MPa
	Energie cohésive	Gf_{II}	400	J/m ²

Tableau 3.1 – Paramètres cohésifs de Mode I et II utilisés pour la validation du modèle lors d’une sollicitation de Mode mixte

l’existence d’une direction (d’angle $\alpha < 90^\circ$) où l’énergie de rupture est supérieure à celle de la direction tangentielle, soit $\alpha = 90^\circ$ (Dimitri et al., 2015).

Van den Bosch et al. (2006) proposent d’étudier l’évolution de l’énergie cohésive de Mode mixte $G_{f_{I+II}}$ et de la confronter aux énergies cohésives des modes purs (G_{f_I} et $G_{f_{II}}$). Pour cela, un déplacement δ_{I+II} d’angle α compris entre 0° et 90° est appliqué de manière continue et ce jusqu’à rupture complète de l’interface, comme le montre la Figure 3.1. Pour chaque sollicitation, on détermine l’énergie cohésive de Mode mixte $G_{f_{I+II}}$ comme la somme des composantes de Mode I et II de l’énergie de Mode mixte, *i.e.* $G_{f_{I+II}} = G_{f_{I+II}} + G_{f_{II+II}}$.

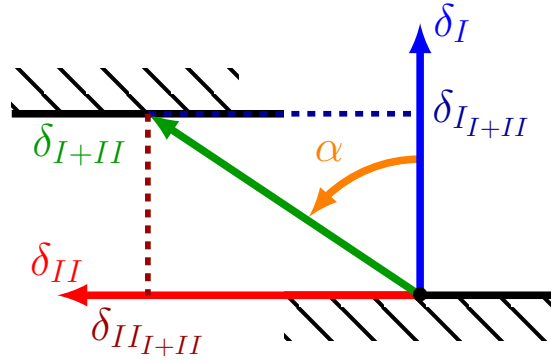


FIGURE 3.1 – Chargement rectiligne et monotone en Mode mixte I+II

La Figure 3.2 présente l’évolution de l’énergie cohésive de Mode mixte $G_{f_{I+II}}$ ainsi que celles de ces composantes de Mode I et de Mode II, en fonction de l’angle de chargement α [°]. On constate que $G_{f_{I+II}}$ augmente progressivement depuis l’énergie cohésive de Mode I pur, lorsque $\alpha = 0^\circ$, vers l’énergie cohésive de Mode II pur ($\alpha = 90^\circ$). L’énergie cohésive de Mode mixte est donc transitionnelle entre les énergies des modes purs I et II (Van den Bosch et al., 2006). Par conséquent, l’évolution de l’énergie cohésive de Mode mixte ($G_{f_{I+II}}$) en fonction du ratio de mixité semble physiquement cohérente et adaptée aux ruptures complexes.

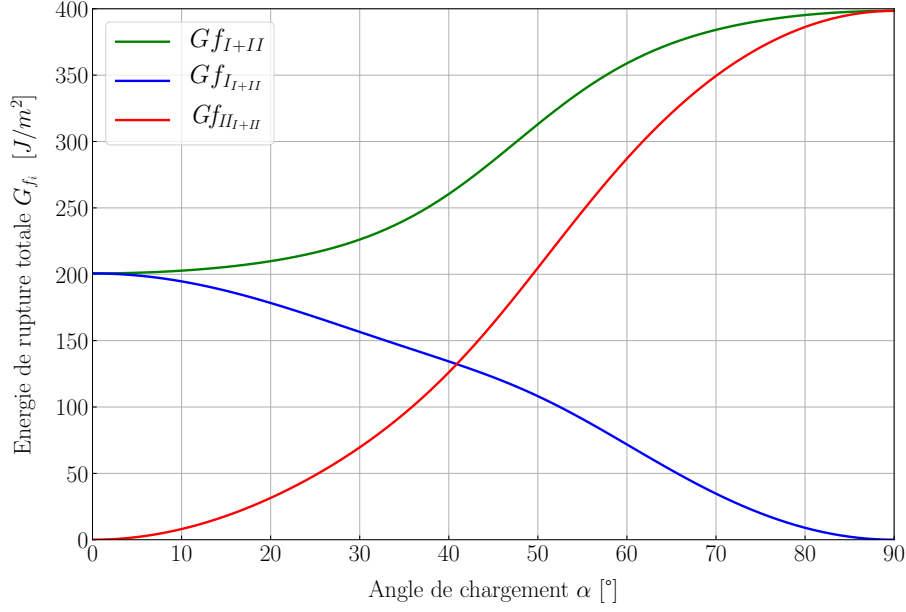


FIGURE 3.2 – Distribution de l'énergie cohésive de Mode mixte $G_{f_{I+II}}$ et de ses composantes de modes purs $G_{f_{I+II}}$ et $G_{f_{II+II}}$ en fonction de l'angle de chargement α pour $G_{f_I} = 200 J/m^2$ et $G_{f_{II}} = 400 J/m^2$

3.2.2 Dépendance au chemin de chargement

Dans le Chapitre [2], nous avons fait l'hypothèse que l'endommagement est localisé au niveau de l'interface pierre-mortier. Cependant, même si cette hypothèse est cohérente avec les observations expérimentales (Chapitre [1]), il semble naturel que la microfissuration précédant l'endommagement à l'échelle étudiée ici (mésoscopique) soit en réalité localisée sur un volume à proximité immédiate de l'interface. Ainsi la réponse mécanique de l'interface doit être sujette à une anisotropie induite par l'endommagement qui doit conduire notamment à une dépendance des propriétés de rupture vis-à-vis du chemin de chargement. En effet, la direction de sollicitation de l'interface conduit à une orientation préférentielle des microfissures et en conséquence, on s'attend à ce que l'énergie dissipée soit différente si l'interface est initialement chargée en traction pure puis en cisaillement et inversement, même si ces deux combinaisons conduisent au même déplacement δ_{I+II} (Figure [3.3]). Les paramètres cohésifs résumés dans le Tableau [3.1] sont également utilisés pour l'étude de la dépendance au chemin de chargement.

Dans le premier cas (Fig. [3.3a]), l'interface est sollicitée dans un premier temps dans la direction normale I jusqu'au déplacement δ_{I+II}^* , qui correspond à un pourcentage du déplacement ultime δ_I^u puis, dans la direction tangentielle II jusqu'à décohésion complète de l'interface.

Dans le deuxième cas (Fig. [3.3b]), l'interface est initialement chargée dans la direction tangentielle II jusqu'au déplacement δ_{II+II}^* puis dans la direction normale I jusqu'à décohésion totale. Pour chacun des deux cas, on propose de faire varier le ratio de chargement de la première phase $r = \delta_{i+II}^* / \delta_i^u$ ($i = \{I, II\}$) de 0 à 1 avec un pas de 0,05.

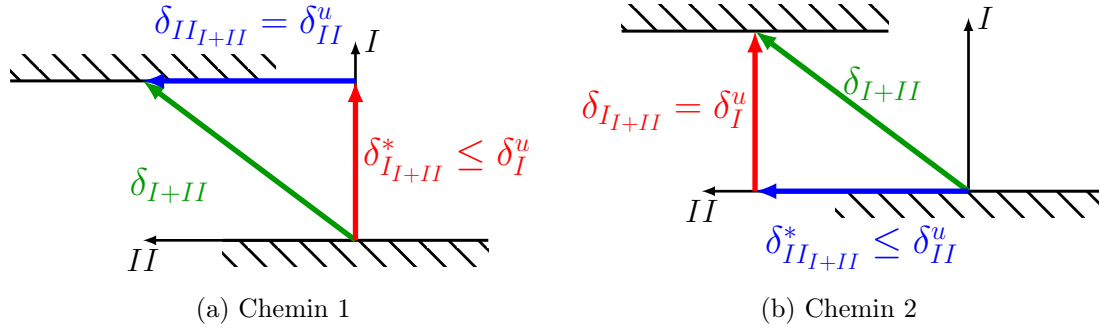


FIGURE 3.3 – Séquences de chargement pour étudier l'influence du chemin de chargement sur l'énergie de Mode mixte dissipée

Pour des raisons de commodité (comparaison aux énergies cohésives de Modes purs I et II), l'énergie dissipée au cours des différents chemins de chargement est ici ramenée à la surface de l'interface et donc exprimée en densité surfacique d'énergie, notée W_{f_i} [J/m²], où $i = \{I + II, I_{I+II}, II_{I+II}\}$. L'énergie totale dissipée en Mode mixte $W_{f_{I+II}}$, ainsi que les composantes de Mode I $W_{f_{I_{I+II}}}$ et de Mode II $W_{f_{II_{I+II}}}$ de cette énergie dissipée dans les deux configurations sont tracées en Figure 3.4, en fonction du ratio r pour le premier cas (Fig. 3.4a) et pour le deuxième cas (Fig. 3.4b). De manière analogue à la partie précédente, ces énergies totales sont déterminées en calculant l'aire sous la loi cohésive en fin d'essai. Dans le premier cas (Fig. 3.4a), l'énergie dissipée $W_{f_{I+II}} = W_{f_{II_{I+II}}} = G_{f_{II}}$ lorsque $\delta_{I+II}^*/\delta_I^u = 0$, ce qui correspond à un chargement de cisaillement pur de l'interface alors que $W_{f_{I+II}} = W_{f_{I_{I+II}}} = G_{f_I}$ lorsque $\delta_{I+II}^*/\delta_I^u = 1$ traduit un chargement de traction pure. On constate entre autre que l'énergie dissipée décroît progressivement en fonction du ratio $\delta_{I+II}^*/\delta_I^u$ de $G_{f_{II}}$ vers G_{f_I} ce qui est physiquement cohérent.

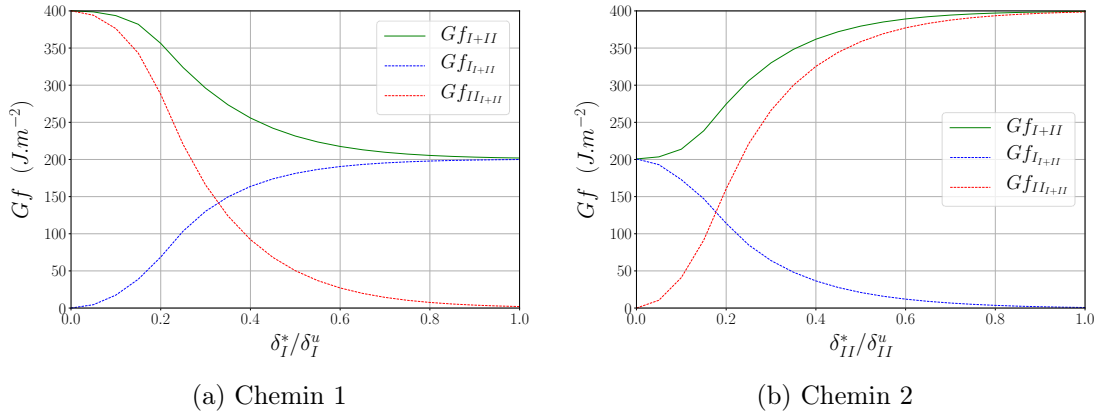


FIGURE 3.4 – Energie dissipée pour un chargement non proportionnel (avec $G_{f_I} = 200 \text{ J/m}^2$ et $G_{f_{II}} = 400 \text{ J/m}^2$)

Dans le deuxième cas (Fig. 3.4b), l'énergie dissipée $W_{f_{I+II}}$ augmente progressivement en fonction du ratio $\delta_{II+II}^*/\delta_{II}^u$ de $W_{f_{I+II}} = W_{f_{I_{I+II}}} = G_{f_I}$ lorsque $\delta_{II+II}^*/\delta_{II}^u = 0$ (traction pure) vers $W_{f_{I+II}} = W_{f_{II_{I+II}}} = G_{f_{II}}$ lorsque $\delta_{II+II}^*/\delta_{II}^u = 1$ (cisaillement pur). Pour conclure, les évolutions monotones de la dissipation d'énergie observées pour les deux

chemins de chargement montrent la capacité du modèle à prendre en compte le chemin de chargement dans l'évolution de l'énergie totale cohésive.

La partie suivante propose d'étudier l'évolution des énergies dissipées au pas de temps considéré afin de comprendre comment se dissipent ces énergies lors de chargements complexes incluant un ratio de mixité (i) constant par morceaux ou (ii) évolutif.

3.2.3 Etude de la dissipation instantanée de l'énergie cohésive en Mode mixte I+II

Le but de cette partie est d'identifier la dissipation instantanée de l'énergie cohésive W_i , où $i = \{I, II, I + II, I_{I+II}, II_{I+II}\}$, en fonction des phases de chargements introduites précédemment. Deux cas de chargement ont été testés afin de mettre en évidence le comportement mécanique du couplage des modes purs I et II dans le modèle de zone cohésive présenté. Ces cas de chargement ont été réalisés sur la base de la configuration présentée en Partie 3.2.1 en utilisant les mêmes propriétés cohésives. On définit l'énergie instantanée comme la quantité d'énergie dissipée sur un pas de déplacement, i.e. de δ^1 à δ^2 où $\delta^2 = \delta^1 + \Delta\delta$. Dans le cas général, W_i s'exprime donc, en fonction de la contrainte σ_i et du déplacement δ_i correspondant à deux pas de calcul consécutifs 1 et 2 (Phan et al., 2016b) :

$$W_i = \frac{[\sigma_i^1 \times \delta_i^2] - [\sigma_i^2 \times \delta_i^1]}{2} \quad (3.1)$$

où $i = \{I, II, I + II\}$.

La Figure 3.5 illustre, pour le cas général, cette dissipation d'énergie instantanée.

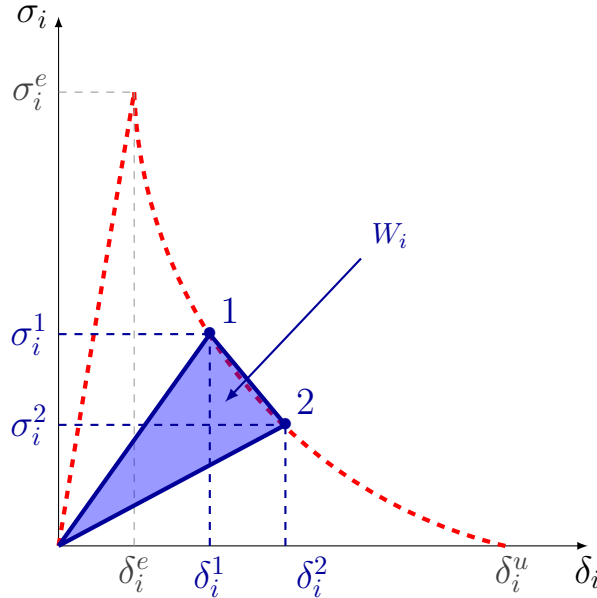


FIGURE 3.5 – Cas général du calcul des énergies cohésives instantanées

Dissipation d'énergie cohésive à $\beta = \text{cte}$ par morceau

Dans ce premier cas test, on se propose de soumettre l'interface à un chargement en

Mode mixte avec pour particularité que le ratio de mixité $\beta = \delta_{I+II}/\delta_{II+II}$ reste constant par morceau. La partie supérieure de la Figure 3.6 présente les trois phases de chargement appliquées avec trois ratios de mixité β différents. Dans la première phase, un cycle de charge-décharge de traction est réalisé en imposant un déplacement normal positif (noté U_n) à l'interface ($\beta = 0$). De manière analogue, la deuxième phase se compose d'un cycle de charge-décharge avec un déplacement tangentiel positif (noté U_t), engendrant un ratio de mixité $\beta \rightarrow +\infty$. Dans un dernier temps, les déplacements normal et tangentiel augmentent linéairement et de la même quantité, conduisant à un ratio de mixité $\beta = 1$.

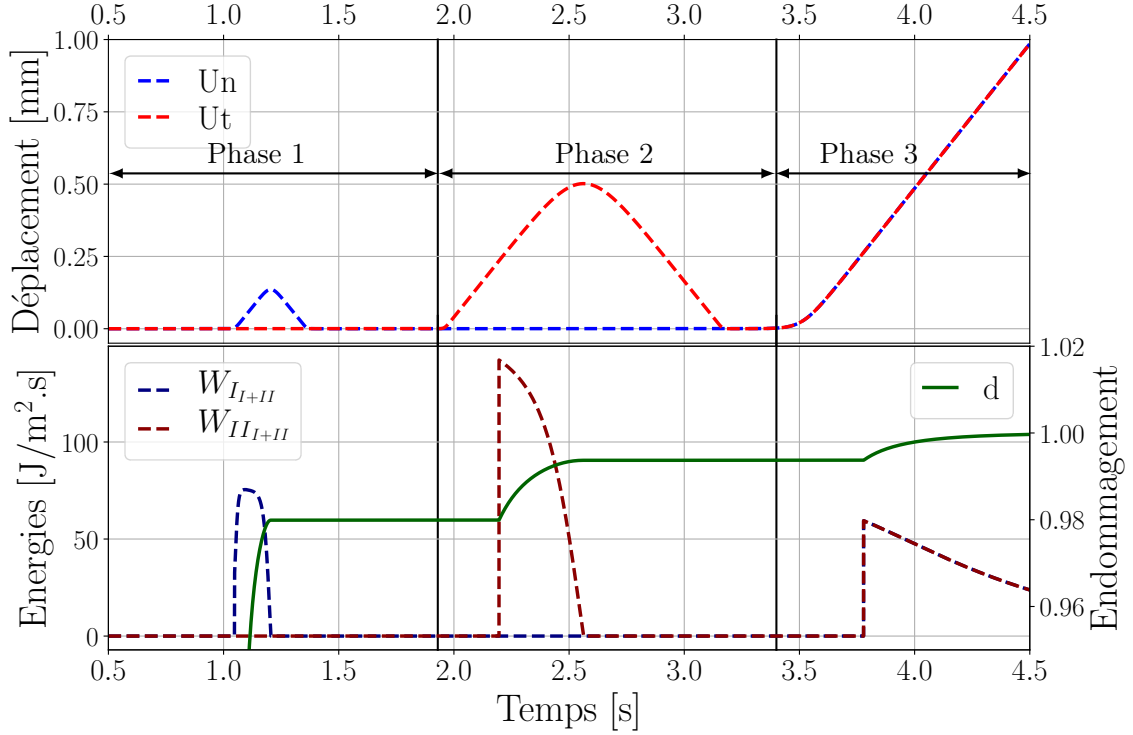


FIGURE 3.6 – Déplacements normal et tangentiel appliqués à l'interface (en haut) et évolution des énergies instantanées (en bas) pour un β constant par morceau

La partie inférieure de la Figure 3.6 montre l'évolution des énergies instantanées W_{I+II} et W_{II+II} pour ces 3 phases de chargements. Notons que ces grandeurs sont tracées en fonction du temps et non du déplacement normal ou tangentiel. En effet, afin d'observer l'influence du déplacement normal sur l'énergie cohésive de Mode II et inversement, les énergies instantanées dissipées sont calculées et représentées pour chaque pas de temps du modèle. Notons que l'énergie cohésive dissipée pour rompre totalement l'interface correspond ainsi à :

$$W_{f_{i+II}} = \int_0^{t^{\text{final}}} W_{i+II} dt \quad (3.2)$$

où $i = \{I, II\}$.

Pendant la première phase, on constate une dissipation d'énergie en Mode I qui correspond bien à une sollicitation de traction pure ($\beta = 0$), et n'engendre donc pas de dissipation

d'énergie instantanée en Mode II. De plus, au regard de la Figure 3.7, qui montre l'évolution des contraintes normale et tangentielle obtenues numériquement, cette énergie instantanée correspond bien à celle du Mode I pur. La composante de mode I_{I+II} suit la loi cohésive de Mode I pur et comprend, (i) la phase élastique, (ii) l'endommagement accompagné par l'adoucissement et (iii) la décharge élastique. Notons que l'évolution de l'endommagement d durant cette phase modifiera le comportement de l'interface pour les autres phases.

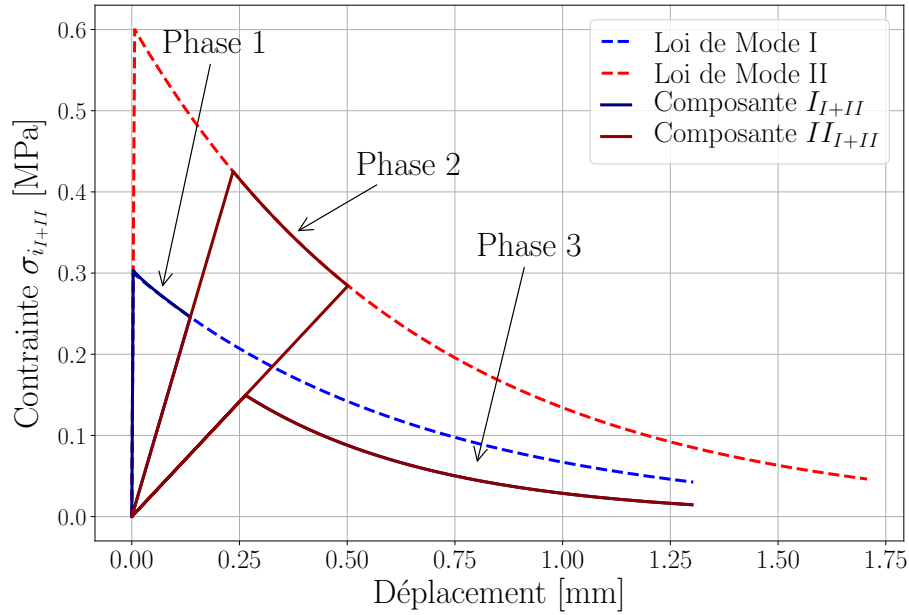


FIGURE 3.7 – Réponses contrainte de traction *vs.* déplacement normal (en bleue) et contrainte de cisaillement *vs.* déplacement tangentiel (en rouge) pour un β constant par morceau

Pendant la deuxième phase, comme le déplacement normal est nul, l'énergie dissipée s'apparente également à celle du Mode II pur (Figure 3.7). Cependant, on constate que l'énergie de Mode II commence à être dissipée uniquement à partir du moment où l'on sort de la phase élastique endommagée. La décharge étant élastique, elle ne laisse pas apparaître d'énergie de Mode II ou d'évolution de d . De plus, étant donné que $\beta \rightarrow +\infty$, aucune énergie de Mode I n'est dissipée durant la phase 2, ce qui correspond bien à une sollicitation de Mode II.

Dans la dernière phase (phase 3), les déplacements normal et tangentiel augmentent selon un ratio de mixité $\beta = 1$ (Figure 3.6). De manière analogue à la phase 2, les énergies de Mode I et II sont dissipées dès lors que l'endommagement de l'interface augmente, *i.e.* lorsque l'on sort du domaine élastique endommagé. Au regard de la Figure 3.6, les réponses de la contrainte normale et tangentielle ne correspondent plus à celles des modes purs I et II (σ_I et σ_{II} respectivement) mais bien aux composantes de Mode I et de Mode II du Mode mixte (σ_{I+II} et σ_{II+II} respectivement). Cette phase a également permis de vérifier qu'un ratio de mixité $\beta = 1$, conduit à des contraintes cohésives des composantes des modes I et II du Mode mixte égales.

Finalement, ce cas est à mettre en parallèle de l'étude proposée en Partie 3.2.1. Les trois ratios de mixité ($\beta = \{0, 1, +\infty\}$) présentés dans cette partie correspondent à trois points particuliers de la Figure 3.2 et ont permis de vérifier la cohérence du modèle.

Dissipation d'énergie cohésive à β non constant

Pour ce cas test, on propose de faire varier le ratio de mixité β de manière continue au cours de la simulation numérique. Pour cela, 3 phases de chargement se succèdent et sont illustrées en partie supérieure de la Figure 3.8 :

Phase 1 Le déplacement normal U_n est augmenté jusqu'à U_n^* tout en conservant le déplacement tangentiel $U_t = 0$. Durant cette phase, le ratio de mixité est constant et égal à 0.

Phase 2 Le déplacement normal est conservé ($U_n = U_n^*$) tandis que le déplacement tangentiel est augmenté jusqu'à atteindre U_t^* . La combinaison d'un déplacement normal maintenu constant et d'une augmentation du déplacement tangentiel conduit à une évolution continue du ratio de mixité.

Phase 3 Les déplacements normal et tangentiel augmentent simultanément avec la même cinétique.

Les phases 1 et 2 s'apparentent à l'étude de la dépendance au chemin de chargement présentée dans la Partie 3.2.2. Par conséquent, la détermination des énergies instantanées permettra d'étudier le moment où se dissipent les énergies en Mode I et II conduisant à l'énergie totale G_{f_i} observée précédemment.

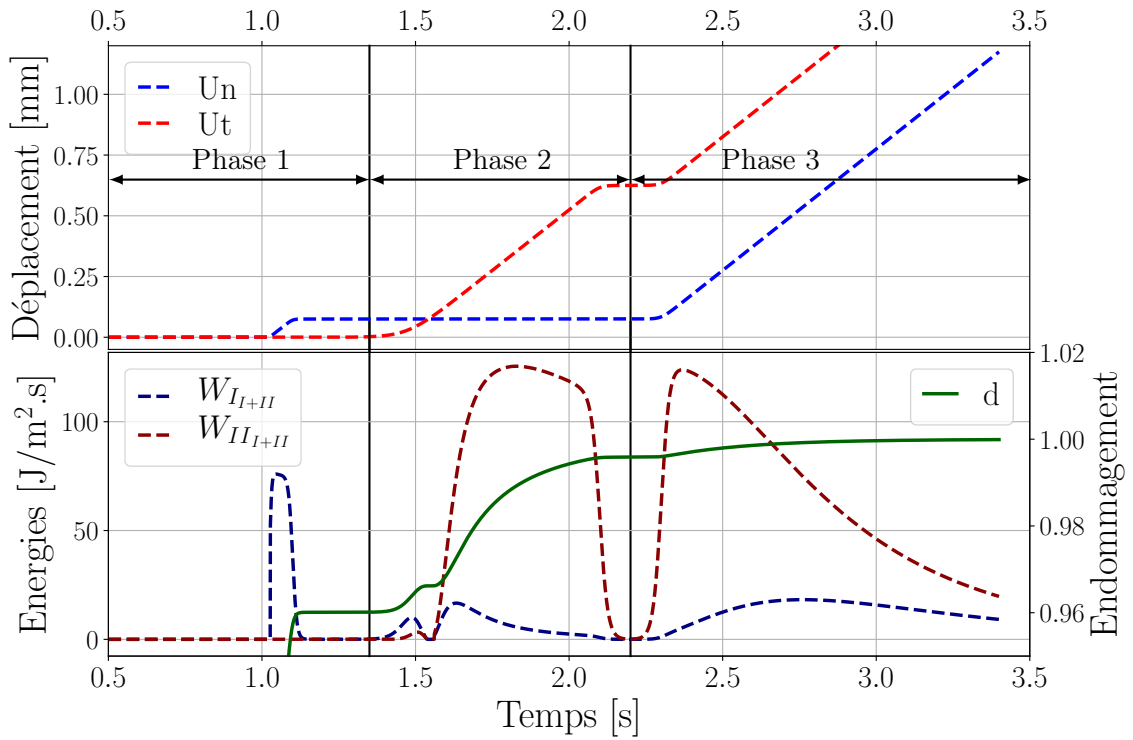


FIGURE 3.8 – Déplacements normal et tangentiel appliqués à l'interface (en haut) et évolution des énergies instantanées (en bas) pour un β non constant

De manière analogue au cas test précédent, la partie inférieure de la Figure 3.8 montre les énergies dissipées sur le pas de calcul. Les trois phases détaillées précédemment sont également illustrées en Figure 3.9, montrant l'évolution des contraintes cohésives des composantes de Mode I et II du Mode mixte.

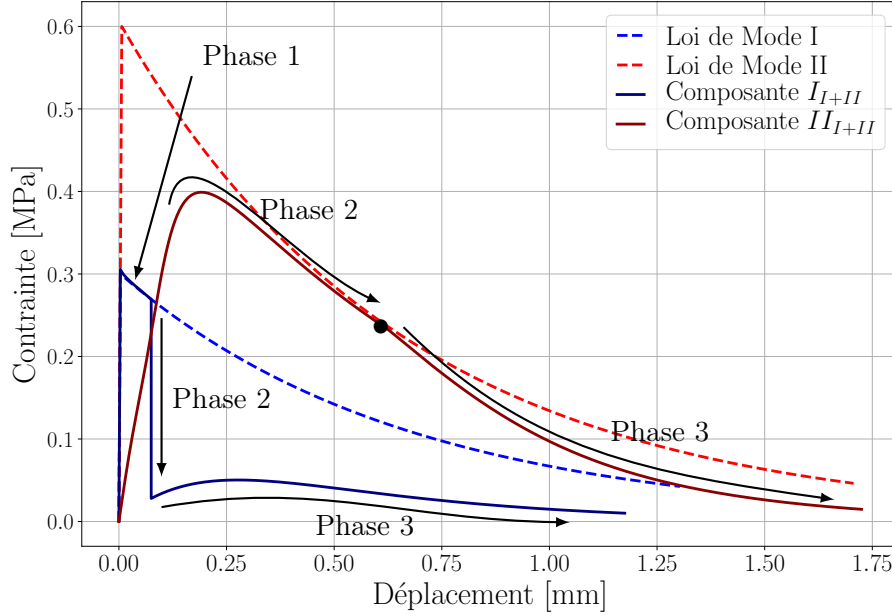


FIGURE 3.9 – Réponses contrainte de traction *vs.* déplacement normal (en bleue) et contrainte de cisaillement *vs.* déplacement tangentiel (en rouge) pour un β non constant

Dans la première phase à β constant, de l'énergie instantanée W_{I+II} est dissipée une fois la phase élastique passée (Fig. 3.8). On constate sur la Figure 3.9 que cette énergie correspond bien à l'énergie de Mode I pur car la sollicitation s'apparente à une ouverture de l'interface. Notons que contrairement au cas précédent, cette phase ne comprend pas de décharge et donc par extension pas de retour élastique cohésif.

Lors de la deuxième phase, le déplacement normal est maintenu constant ($U_n = U_n^*$) tandis que le déplacement tangentiel U_t augmente, modifiant continuellement le ratio de mixité β . L'augmentation du déplacement tangentiel conduit à une dissipation instantanée d'énergie W_{II+II} dès le domaine élastique endommagé (par la phase précédente) dépassé. De plus, ce déplacement tangentiel engendre une évolution de l'endommagement d qui conduit à une chute de la contrainte de la composante de Mode I du Mode mixte σ_{I+II} (Fig. 3.9). Par conséquent, on observe sur la Figure 3.8 une dissipation d'énergie de Mode I durant la deuxième phase alors que le déplacement normal n'évolue pas. Ce phénomène dissipatif est illustré sur la Figure 3.10. De plus, au regard de la Figure 3.8, on notera que peu après 1.5 secondes, l'énergie cohésive $W_{I+II} = W_{II+II} = 0$ alors que le déplacement tangentiel augmente ($\dot{U}_t > 0$). En effet, à ce ratio de mixité, les déplacements normal et tangentiel appliqués ne permettent pas d'endommager l'interface ($d = \text{cte}$) (Figure 3.8) et n'engendrent donc pas de dissipation d'énergie.

Dans la troisième phase, les déplacements normal et tangentiel conduisent logiquement

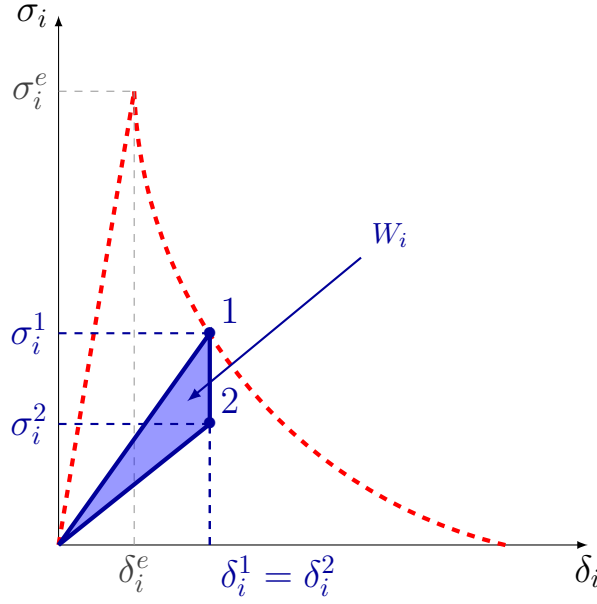


FIGURE 3.10 – Dissipation d'énergie instantanée à déplacement constant

à une dissipation des énergies instantanées W_{I+II} et W_{II+II} . Même si la cinématique de ces déplacements est identique, le ratio de mixité évolue lors de cette phase et conduit donc à des évolutions de contraintes cohésives σ_{I+II} et σ_{II+II} complexes.

Ce cas test a permis de mettre en évidence l'évolution des énergies instantanées lors d'un chargement complexe. On constate que l'interface peut dissiper de l'énergie selon un mode, même si le déplacement associé à ce mode reste constant. Ce constat semble physiquement cohérent car une modification du ratio de mixité en cours d'essai conduit à une dissipation des énergies instantanées des composantes de Mode I et II du Mode mixte.

La partie suivante se propose d'étudier l'évolution des énergies totales et instantanées de Mode II et de frottement lorsque l'interface est sollicitée en compression + cisaillement.

3.3 Etude de la dissipation d'énergie en compression et cisaillement

Dans cette partie, le comportement mécanique du couplage cohésif-frictionnel, introduit dans la Partie [2.3.3](#), sera détaillé au travers de cycles de charge-décharge unilatéral et bilatéral. Une première validation numérique du modèle sera réalisée en étudiant les énergies instantanées dissipées en cours d'endommagement de l'interface. Ensuite la réponse simulée d'un essai de cisaillement sous contrainte normal cyclé sur triplet sera confrontée à l'expérimental.

3.3.1 Etude du comportement mécanique du modèle lors d'un essai de cisaillement cyclé sous contrainte normale

Dans cette partie, une simulation numérique est proposée afin d'illustrer les caractéristiques principales du couplage cohésif-frictionnel lors de cycles charge-décharge. Les paramètres cohésifs et frictionnels utilisés sont résumés dans le Tableau 3.2. Tout au long de la simulation, une contrainte normale constante de compression σ_I est appliquée à l'interface. Des cycles de charge-décharge sont imposés en déplacement. La Figure 3.11 montre l'évolution de la contrainte totale $\sigma_{II_t} = \sigma_{II} + \sigma_\mu$ en fonction du déplacement δ_{II} . L'évolution de la variable d'endommagement d est tracée sur l'axe secondaire des ordonnées. Le chargement cyclique est caractérisé par deux cycles de charge-décharge (cycle 1 : $ABCD$ et cycle 2 : EFG). Ces deux cycles sont réalisés dans une configuration d'essai unilatéral, *i.e.* que la décharge se fait sous la seule force de rappel du ressort cohésif et non à déplacement imposé. Afin de s'assurer une description plus simple du comportement du modèle, les déplacements imposés conduisent à des cycles à endommagement constant.

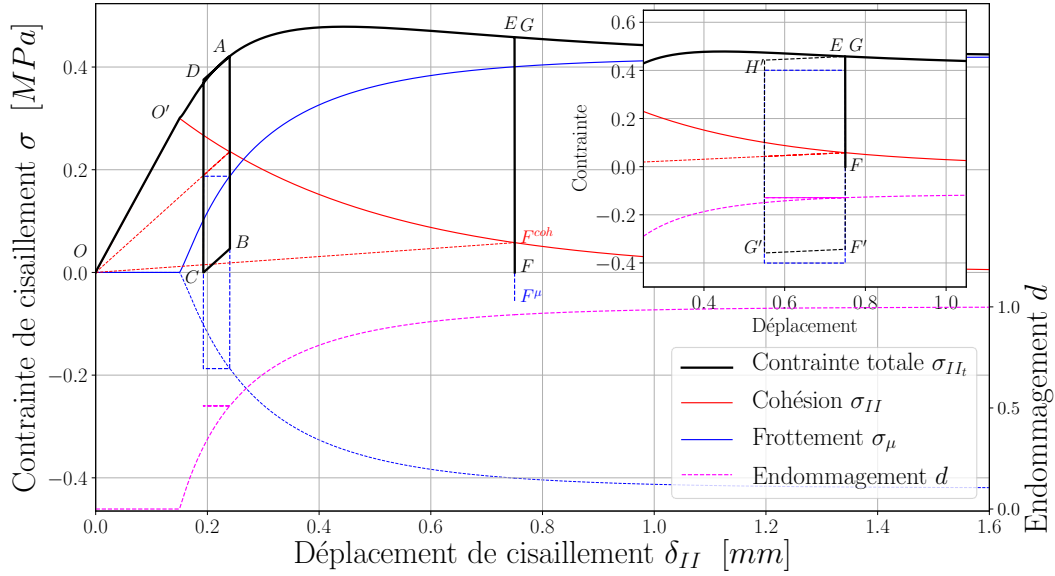


FIGURE 3.11 – Réponse numérique cyclée du FCZM

Désignation	Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Mode II	Raideur initiale	K_{II}^0	2.0×10^9	Pa/m
	Contrainte maximale	σ_{II}^e	0.3	MPa
	Energie cohésive	Gf_{II}	130	J/m ²
Coefficient de frottement	μ	0.7	1	
Puissance de la fonction $f(d)$	p	1.3	1	

Tableau 3.2 – Paramètres utilisés pour la validation du couplage cohésif-frictionnel

Phase OA

Au début du chargement, tant que la contrainte cohésive est inférieure à sa limite élastique ($\sigma_{II} < \sigma_{II}^e$), la réponse du modèle reste dans le domaine élastique (phase OO')

et la variable d'endommagement $d = 0$. Lorsque la limite élastique cohésive est atteinte (point O'), la contrainte cohésive σ_{II} décroît en suivant la loi adoucissante exponentielle [Eq. (2.7)] et la contrainte frictionnelle σ_μ commence à augmenter en fonction de la variable d'endommagement d ($\sigma_\mu = \sigma_{\mu_c}(d)$) (Partie 2.3.3). Notons que le montage en parallèle d'un ressort cohésif et d'un patin frictionnel conditionne le signe des contraintes cohésive et frictionnelle en fonction du signe du déplacement de cisaillement. Effet, le signe de σ_{II} est égal au signe de δ_{II} et que le signe de σ_μ est égal au signe de $\dot{\delta}_{II}$. Par conséquent, au cours de la phase de chargement ($O'A$), les contraintes cohésive et frictionnelle sont positives car $\delta_{II} > 0$ et $\dot{\delta}_{II} > 0$.

Cycle $ABCD$ - Essai de cisaillement unilatéral

A partir du point A l'interface est déchargée, au sens où le déplacement δ_{II} n'est plus imposé. L'interface est ainsi déchargée sous le seul effet du ressort cohésif (essai unilatéral). Cela induit un changement du signe de la contrainte frictionnelle σ_μ ($\sigma_\mu < 0$) tandis que la contrainte cohésive reste positive car $\delta_{II} > 0$. Cette inversion de signe de σ_μ conduit à un saut vertical de la contrainte de cisaillement totale (phase AB) $|\Delta\sigma_{II_t}| = 2\sigma_{\mu_c}(d)$ tandis que la contrainte cohésive reste constante. A partir du point B , le palier frictionnel (ou critère de frottement) est atteint et une diminution de δ_{II_t} est observée jusqu'au point C . Cette phase correspond au glissement de l'interface. Dans cette partie (BC), la contrainte cohésive est supérieure à la contrainte frictionnelle $\sigma_{II} > |\sigma_\mu|$ où $\sigma_\mu = -\sigma_{\mu_c}(d)$ et $d = cte$, ce qui implique le glissement observé sur la Figure 3.11. De plus, la pente observée dans ce segment dépend de la pente du ressort cohésif $K_{II} = K_{II}^0(1 - d)$. Au point C , la valeur de la contrainte de cisaillement totale est nulle, correspondant à un état d'auto-contraintes. Il y a alors un équilibre entre les contraintes résiduelles cohésive et frictionnelle tel que $\sigma_{II} = -\sigma_\mu = -\sigma_{\mu_c}(d)$.

A partir du point C , le déplacement δ_{II} est à nouveau imposé avec $\dot{\delta}_{II} > 0$, inversant de nouveau le signe de la contrainte frictionnelle ($\sigma_\mu > 0$). Ce changement de direction du chargement induit un nouveau saut de la contrainte de cisaillement, jusqu'au point D , de même amplitude $|\Delta\sigma_{II_t}| = 2\sigma_{\mu_c}(d)$ que la phase AB (car d est constant tout au long du cycle). Dans le même temps, la contrainte frictionnelle passe de $-\sigma_{\mu_c}(d)$ à $\sigma_{\mu_c}(d)$. La phase DA est similaire à la phase BC , dans la mesure où la contrainte cohésive est supérieure à la contrainte frictionnelle $\sigma_{II} > \sigma_\mu$, l'interface glisse en suivant la raideur de la partie cohésive $K_{II} = K_{II}^0(1 - d)$. Notons que la raideur de la phase DA est identique à celle de la phase BC car le cycle $ABCD$ ne voit pas d'évolution de l'endommagement et que cette raideur ne dépend que de la partie cohésive. Finalement, le cycle $ABCD$ présente un effet d'hystérésis induit par le glissement de l'interface lors des phases BC et DA et traduit une dissipation d'énergie par frottement de l'interface.

Une fois revenu au point A , le chargement monotone reprend ($\dot{\delta}_{II} > 0$) jusqu'au point E . On peut observer sur cette phase AE l'augmentation de la variable d'endommagement d conduisant à la décroissance de la contrainte cohésive (en suivant le comportement adoucissant exponentiel) et l'augmentation progressive de la contrainte frictionnelle pilotée par la fonction $f(d)$ (Partie 2.3.3).

Cycle EFG - Essai de cisaillement unilatéral

A partir du point E , le déplacement δ_{II} n'est plus imposé et comme évoqué précédemment, l'interface est déchargée conformément à un essai unilatéral dans lequel le déplacement est induit par la partie cohésive du modèle. Ce déchargement de l'interface conduit à une inversion du signe de la contrainte frictionnelle σ_μ ($\sigma_\mu < 0$) et induit un saut vertical d'une valeur théorique $|\Delta\sigma_{II_t}| = 2\sigma_{\mu_c}(d)$, tandis que la contrainte cohésive reste constante et positive. Cependant, lors du déchargement de l'interface, la contrainte cohésive est inférieure à la contrainte frictionnelle et le ressort n'a pas suffisamment de force de rappel pour franchir le palier frictionnel. En effet, la contrainte totale étant nulle (décharge totale de l'interface), le saut prendra fin lorsque $\sigma_{II_t} = 0$ (point F). Au point F , l'équilibre des contraintes résiduelles est observé, *i.e.* $\sigma_\mu = -\sigma_{II}$ avec $|\sigma_\mu| < \sigma_{\mu_c}(d)$. Le ressort cohésif ne peut pas combattre le patin frictionnel, conduisant au blocage de l'interface et à un nouvel état d'auto-contraintes (contraintes internes).

Si l'interface est rechargée à partir du point F ($\dot{\delta}_{II} > 0$ où δ_{II} est imposé), la valeur de la contrainte frictionnelle redevient positive et un saut de la contrainte de cisaillement total jusqu'au point G est observé car la contrainte frictionnel atteint $\sigma_{\mu_c}(d)$ et la contrainte cohésive reste constante. Le blocage de l'interface est conservé jusqu'au point G , l'augmentation du déplacement δ_{II} s'accompagnera ensuite d'une évolution de la variable d'endommagement d .

Cycle $EF'G'H'$ - Essai de cisaillement bilatéral (insert Fig. 3.11)

En considérant que la décharge est réalisée à partir du point E par un essai de cisaillement bilatéral, *i.e.* que le chargement avec des valeurs négatives de contraintes totales est autorisé, la contrainte totale présente le saut théorique de $|\Delta\sigma_{II_t}| = 2\sigma_{\mu_c}(d)$ jusqu'au point F' . A partir de ce point, on force le glissement de l'interface en suivant la raideur cohésive $K_{II} = K_{II}^0(1 - d)$ (partie $F'G'$). Ensuite, les parties $G'H'$ et $H'E$ se comportent comme les parties CD et DA du premier cycle présenté ($ABCD$). A savoir un saut de contrainte, bloquant le déplacement de l'interface jusqu'à ce que $|\Delta\sigma_{II_t}| = 2\sigma_{\mu_c}(d)$ suivi du glissement de l'interface jusqu'à atteindre le point E .

Le cycle $EF'G'H'$ présente donc un effet d'hystérésis induit par le glissement de l'interface lors des phases $F'G'$ et $H'G$. Notons que l'essai expérimental sur triplet, présenté en Partie 2.3.1, est un essai unilatéral. Par conséquent, seuls les cycles de type $ABCD$ et EFG peuvent être observés.

Nous avons vu dans cette partie que le couplage cohésif-frictionnel proposé est capable de décrire des boucles d'hystérésis lors de cycles de charge-décharge. Afin de vérifier que ces hystérésis sont associées à une dissipation d'énergie frictionnelle, la partie suivante se propose de détailler l'essai présenté dans cette partie d'un point de vue énergétique.

3.3.2 Dissipation des énergies cohésive et frictionnelle

L'évolution des énergies instantanées cohésive W_{II} et frictionnelle W_μ [J/m^2] sont discutées par le biais de l'essai de cisaillement cyclé introduit dans la partie précédente (Partie

3.3.1), en conservant l'ensemble des paramètres introduits précédemment. L'expression de l'énergie cohésive instantanée a déjà été introduite dans la partie précédente [Eq. (3.1)], tandis que l'énergie instantanée frictionnelle s'exprime à partir de la contrainte frictionnelle σ_μ et du déplacement δ_{II} comme :

$$W_\mu = \frac{[\sigma_\mu^1 + \sigma_\mu^2] \times [\delta_{II}^2 - \delta_{II}^1]}{2} \quad (3.3)$$

La Figure 3.12 illustre les énergies instantanées cohésive et frictionnelle entre les pas de déplacement δ_{II}^1 et δ_{II}^2 .

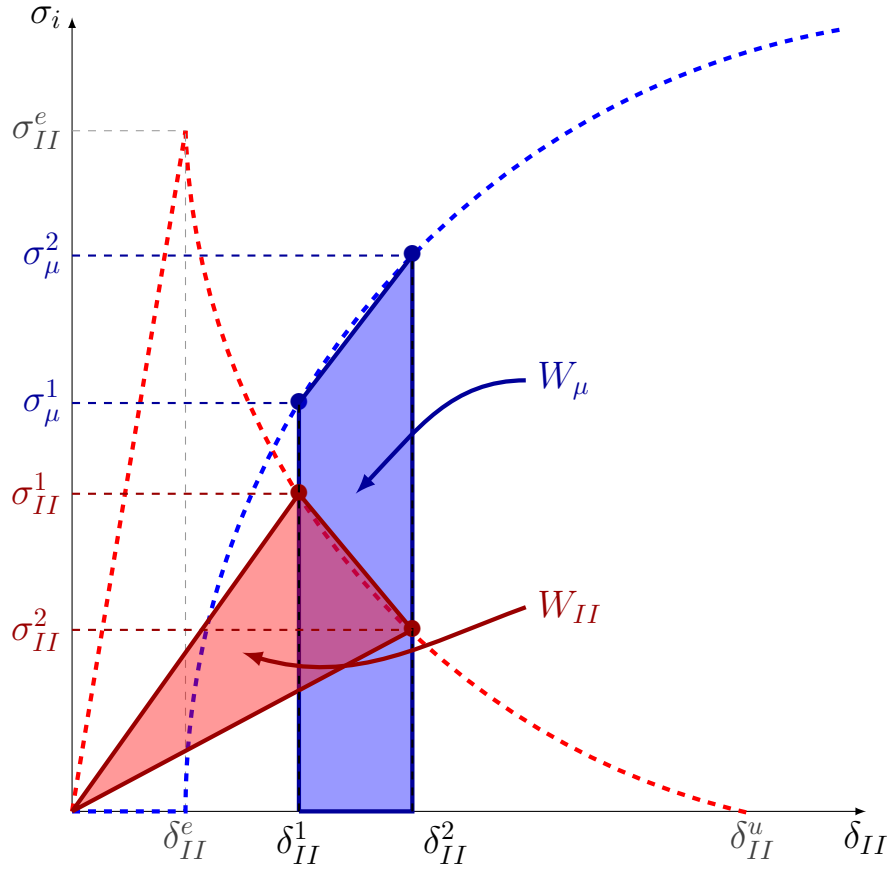


FIGURE 3.12 – Energies instantanées dissipées cohésive (en rouge) et frictionnelle (en bleu) entre les pas de déplacement δ_{II}^1 et δ_{II}^2

Afin de mettre en évidence les particularités de la dissipation d'énergie, on se concentre ici sur les cycles présentant une hystérésis $ABCD$ (unilatéral) et $EFGH$ (bilatéral). La Figure 3.13 montre les réponses contrainte *vs.* déplacement de cisaillement (en haut) ainsi que les énergies instantanées pour un pas de déplacement donné (en bas).

Dans un premier temps, tant que la contrainte cohésive n'atteint pas sa valeur critique ($\sigma_{II} < \sigma_{II}^e$), aucune énergie n'est dissipée car le domaine élastique n'a pas encore été franchi. Dans un second temps, dès l'initiation de l'endommagement, le ressort cohésif et le patin frictionnel consomment de l'énergie en phase d'endommagement dès lors que

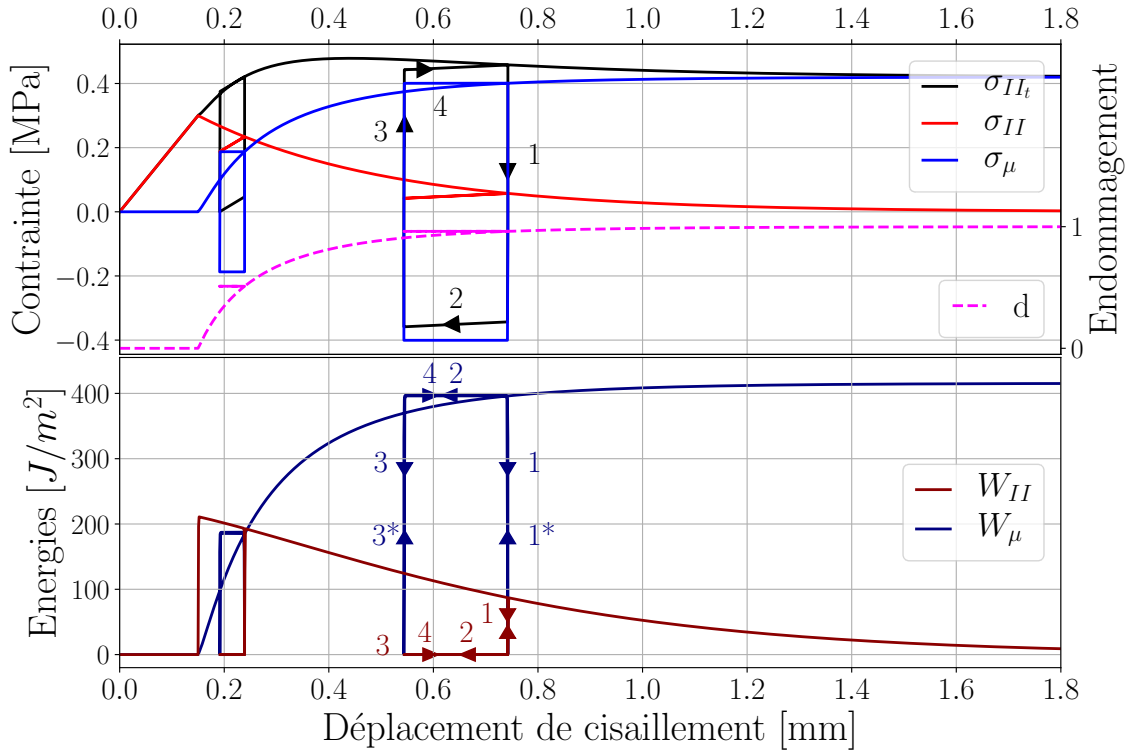


FIGURE 3.13 – Réponses des contraintes totales cohésive et frictionnelle en fonction du déplacement de cisaillement (en haut) et évolution de l'énergie cohésive et frictionnelle (en bas)

$\dot{d} > 0$. On constate sur la Figure 3.13 que les énergies instantanées ont un comportement identique pour les deux cycles de charge décharge. Etudions donc le comportement du deuxième cycle ($EFGH$).

Comme évoqué dans la partie précédente, un cycle de charge-décharge peut se résumer en 4 phases (notées de 1 à 4 sur la Fig. 3.13). Durant la première phase, *i.e.* dès que l'interface est déchargée, un saut de contrainte frictionnelle σ_μ est observé (phase 1, Fig. 3.13). Ce saut théorique de contrainte se fait à déplacement constant et par conséquent ne consomme pas d'énergie instantanée cohésive W_{II} ou frictionnelle W_μ . Cependant, lorsqu'un déplacement est observé (phase 2, Fig. 3.13), soit par la force de rappel du ressort (essai unilatéral) soit par un déplacement imposé (essai bilatéral), l'énergie frictionnelle est dissipée. En effet, juste avant la phase 2, on constate que l'énergie frictionnelle croît (phase 1*) et atteint sa valeur avant la décharge de l'interface. En revanche, durant cette phase, l'énergie cohésive est nulle car ce cycle est réalisé à endommagement constant.

De manière analogue à la phase 1, la phase 3 représente le saut de contrainte frictionnelle. Ce saut, toujours réalisé à déplacement constant ne dissipe pas d'énergies cohésive et frictionnelle. En revanche, dès que l'interface se déplace à nouveau (phase 4), l'interface frotte et dissipe de l'énergie frictionnelle W_μ . L'énergie cohésive W_{II} reste nulle jusqu'à ce que le déplacement de cisaillement devienne supérieur au déplacement avant décharge.

Le cycle de charge-décharge étudié dans cette partie permet de valider numériquement

le comportement mécanique du couplage cohésif-frictionnel. Les boucles d'hystérésis observées numériquement sont dues à la seule dissipation d'énergie frictionnelle W_μ et sont cohérentes avec le comportement attendu d'une interface sollicitée en compression + cisaillement.

3.4 Essai de cisaillement unilatéral cyclé : réponse expérimentale *vs.* numérique

Cette partie se propose de simuler le comportement d'une interface soumise à un essai de cisaillement unilatéral cyclique sous charge normale constante. Les résultats numériques seront alors confrontés à la réponse expérimentale. Le protocole expérimental utilisé est identique à celui développé dans la Partie 2.3.1 et conduit à une courbe enveloppe expérimentale contrainte *vs.* déplacement de cisaillement illustrée en Figure 3.14. Cette réponse correspond au résultat attendu sur ce type d'essai, à savoir (i) une phase élastique, (ii) une transition entre le comportement élastique (en début d'essai) et le comportement frictionnel (en fin d'essai) où l'on retrouve la résistance en cisaillement et (iii) un palier de contrainte, nommé contrainte résiduelle, traduisant le frottement pur de l'interface. Plusieurs cycles de charge-décharge expérimentaux sont réalisés et présentent de fines boucles d'hystérésis. Notons que la déformation due au bloc a été retranchée de la réponse totale expérimentale (Fig. 3.14) afin de prendre seulement en compte le déplacement dû à l'élasticité du joint et à la décohésion de l'interface. Par conséquent, on fait l'hypothèse que la pente de décharge observée expérimentalement est due à l'élasticité des joints.

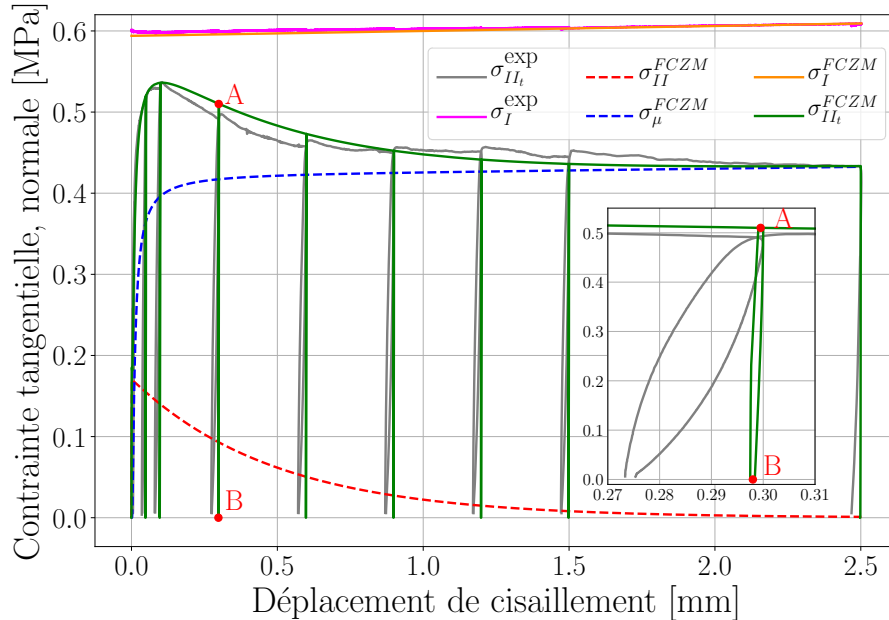


FIGURE 3.14 – Réponses numérique et expérimentale d'un essai de cisaillement cyclé

La simulation numérique, réalisée avec LMGC90 en 2D, comprend des blocs rigides afin de ne pas prendre en compte leurs déplacements dans la réponse globale. Les joints sont mo-

Désignation	Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Mode II	Raideur initiale	K_{II}^0	3.4×10^{11}	Pa/m
	Contrainte maximale	σ_{II}^e	0.17	MPa
	Energie cohésive	Gf_{II}	83	J/m ²
Paramètres frictionnels	Coefficient de frottement	μ	0.71	1
	Exposant de la fonction $f(d)$	p	15	1
	Contrainte normale	σ_I	0.59	MPa

Tableau 3.3 – Paramètres cohésifs et frictionnels du FCZM permettant de faire correspondre les réponses contrainte totale *vs.* déplacement de cisaillement expérimentale et numérique [Fig. 3.14]

délimités avec des éléments déformables maillés avec 25 quadrangles dans la hauteur et 2 dans la largeur comme présentés en Figure 3.15. Les éléments joints ont un module d'Young de $E_j = 3.95$ [GPa] et un coefficient de Poisson de $\nu = 0.2$. Par ailleurs, l'endommagement du joint étant principalement localisé à l'interface, seules les interfaces proches du bloc central sont affectées d'une loi FCZM. Les deux autres interfaces sont couplées aux blocs rigides d'extrémités afin d'empêcher le déplacement relatif entre ces blocs et les joints. Notons que comme les blocs sont modélisés avec des éléments rigides, leur géométrie n'influence pas les résultats numériques, seuls les dimensions des joints doivent correspondre à l'expérimental. Deux points de contact sont considérés par élément fini conduisant à un total de 50 points de contact le long de chaque interface. La modélisation LMGC90 de l'essai de cisaillement cyclé est réalisée en appliquant dans un premier temps un effort normal aux joints. Dans un second temps, une vitesse verticale est appliquée au bloc central en reproduisant des cycles de charge-décharge expérimentaux.

Pour les deux interfaces actives, les paramètres du modèle de zone cohésive frictionnelle sont déterminés analytiquement en faisant correspondre la réponse totale numérique à celle expérimentale (Fig. 3.14) en suivant la procédure décrite dans le Chapitre 2. Cette première étude permet de déterminer l'évolution des contraintes cohésive et frictionnelle en fonction du déplacement de cisaillement plan ainsi que les paramètres du FCZM, résumés dans le Tableau 3.3

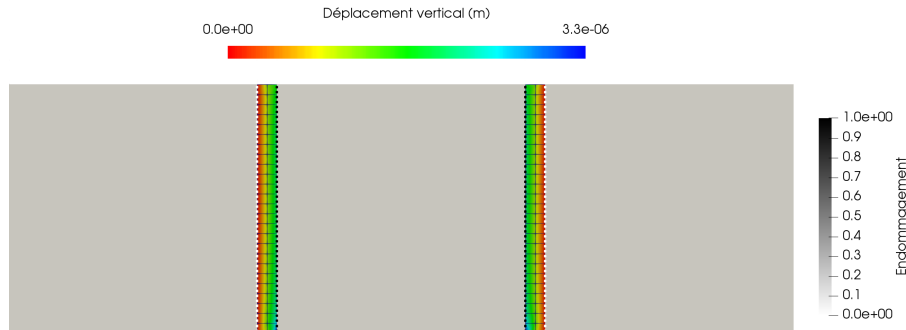


FIGURE 3.15 – Modèle numérique de l'essai sur triplet (LMGC90)

Les paramètres du FCZM sont ensuite renseignés dans la modélisation LMGC90 afin de simuler les cycles de charge-décharge de l'essai de cisaillement. La réponse numérique,

illustrée en Figure 3.14, semble décrire la réponse expérimentale avec une précision raisonnable. Au regard de la Figure 3.14, les phases de charge-décharge expérimentales sont associées à des déplacements résiduels qui sont convenablement décrits par le modèle numérique. Rappelons que le saut de la contrainte totale σ_{II_t} est associé au blocage de l'interface lorsque la contrainte cohésive est inférieure à la contrainte frictionnelle durant l'initiation de la décharge (Partie 3.3.1), ce qui est le cas pour l'ensemble des cycles simulés ici. En effet, la Figure 3.14 montre que dès le début de l'essai, la contrainte cohésive (en rouge) est inférieure à la contrainte frictionnelle (en bleue). Cependant, comme le montre le graphique inséré dans la Figure 3.14, qui correspond à un zoom du cycle de charge-décharge A-B, les réponses numérique et expérimentale sont caractérisées par une pente due à la seule raideur du joint (les déplacements de l'interface sont bloqués lors du cycle et ceux des blocs ne sont pas considérés). On constate également que la raideur expérimentale des cycles diffère de la raideur numérique. Cela semble indiquer que l'endommagement expérimental n'est pas seulement localisé à l'interface, mais diffus dans le joint de mortier, ce qui n'est pas pris en compte par la simulation numérique. De plus, les cycles expérimentaux présentent des boucles d'hystérésis plus prononcées que la simulation, ce qui semble indiquer la présence de phénomènes dissipatifs autre que l'endommagement ou le frottement de l'interface. Finalement, notons que les fines boucles d'hystérésis présentes dans la simulation viennent du fait que les points de contact le long de l'interface ne se comportent pas de la même manière à chaque instant. L'endommagement n'est pas nécessairement homogène et certains points de contact bloquent tandis que d'autres glissent.

3.5 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre les stratégies utilisées pour valider le modèle à l'échelle de l'assemblage en modélisant des interfaces subissant des chargements complexes. Cette étape de validation intermédiaire est nécessaire car elle permet de s'assurer que les éléments principaux du modèle, développés dans le Chapitre 2, ont un comportement physiquement cohérent.

Dans un premier temps, l'étude de l'évolution de l'énergie totale de Mode mixte en fonction du ratio de mixité a été proposée au travers de simulations numériques réalisées sur une interface sollicitée dans toutes les directions allant du Mode I vers le Mode II. Nous avons montré que le CZM présentait un comportement de Mode mixte cohérent sur la base des bilans énergétiques. De plus, la dépendance de la réponse du modèle cohésif vis-à-vis du chemin de chargement a également été discutée. Cette dépendance du chemin de chargement doit probablement être obtenue expérimentalement dans la mesure où l'anisotropie induite par l'orientation de l'endommagement est fonction de la direction de la sollicitation. L'étude des énergies instantanées a également permis d'évaluer la robustesse de la mixité utilisée lors de sollicitations impliquant des phénomènes dissipatifs complexes.

Dans un second temps, nous avons testé la robustesse du couplage cohésif-frictionnel en présentant les particularités du modèle rhéologique utilisé lors de cycles de charge-

décharge. Ces cycles ont également permis d'étudier l'évolution des énergies instantanées cohésive et frictionnelle afin de mettre en lumière la prise en compte de la dissipation d'énergie frictionnelle conduisant à des boucles d'hystérésis.

Les particularités de ce couplage ont ensuite été confrontées à un essai expérimental de cisaillement unilatéral cyclé sous contrainte normale constante en étudiant la courbe enveloppe ainsi que les cycles de charge-décharge. Malgré une non prise en compte des effets d'hystérésis observés expérimentalement et supposément dus à l'endommagement diffus de joint, le modèle semble reproduire convenablement les cycles de charge-décharge ainsi que la réponse globale en cisaillement et notamment les déplacements résiduels associés aux phases de déchargement.

Ces étapes de validation à l'échelle mésoscopique sont nécessaires pour s'assurer de la cohérence physique de la mixité et du couplage cohésif-frictionnel proposés mais ne sont pas suffisantes pour conclure sur la robustesse de ce FCZM. Le chapitre suivant se propose donc de confronter les réponses force-déplacement ainsi que les mécanismes de ruine observés sur des panneaux maçonnés sollicités en cisaillement sous charge verticale constante. Ces essais réalisés à l'échelle macroscopique devraient permettre d'appliquer des sollicitations complexes aux interfaces et par extension de présenter les avantages et limites du modèle proposé.

Chapitre 4

Validation à l'échelle macroscopique du modèle par confrontation des réponses numériques et expérimentales d'un panneau maçonné soumis au cisaillement

Sommaire

4.1 Introduction	105
4.2 Description du protocole expérimental	106
4.2.1 Réalisation du mur et protocole de déplacement	106
4.2.2 Conditions aux limites	107
4.2.3 Instrumentation du mur	109
4.3 Résultats expérimentaux de la campagne à l'échelle macro- scopique	111
4.3.1 Détermination de la raideur initiale et de la résistance en cisaillement	112
4.3.2 Identification des mécanismes de ruine	113
4.3.3 Bilan de la campagne expérimentale d'essais de cisaillement sur murs maçonnés	117
4.4 Modélisation discrète de l'essai de cisaillement sur panneaux maçonnés	120
4.4.1 Hypothèses et présentation du modèle aux éléments discrets	121
4.4.2 Stratégies de modélisation	125
4.4.2.1 Principe de dégradation des lois cohésives et influence sur la raideur initiale de la modélisation	129
4.4.2.2 Calage de la cinématique de ruine	130
4.4.3 Confrontations des réponses en cisaillement et des champs de déplacements numériques et expérimentaux	133

4.4.3.1	Représentation des mécanismes de ruine à partir des champs de déplacements	133
4.4.3.2	Etude des énergies dissipées	138
4.5	Conclusion	145

4.1 Introduction

Après avoir introduit le modèle de zone cohésive-frictionnelle mis en œuvre, ainsi que les essais de caractérisation permettant de renseigner les paramètres cohésifs de Mode I et de Mode II et frictionnel, ce chapitre se propose de l’appliquer à un cas concret afin de discuter de sa capacité à reproduire la statique et la cinématique de ruine d’un panneau maçonné soumis au cisaillement sous charge verticale constante. Le chapitre précédent a permis d’évaluer la capacité du modèle à décrire précisément le comportement mécanique d’une interface soumise à des sollicitations complexes. Dans ce chapitre, le comportement global d’un panneau sera étudié afin d’évaluer la robustesse du modèle à l’échelle macroscopique selon différents critères : la réponse globale force-déplacement en cisaillement, la raideur initiale, la cinématique horizontale et verticale, les trajets de fissuration ou encore les énergies dissipées.

La première partie présente le protocole expérimental utilisé pour la réalisation des essais de cisaillement sous charge verticale des panneaux maçonnés testés. Afin d’utiliser les résultats issus des essais de caractérisation, introduits dans le Chapitre 2 des matériaux identiques ont été utilisés : pierre calcaire pour les éléments et mortier à base de chaux hydraulique pour les joints. Cette campagne expérimentale de grande envergure comprend 9 murs testés sous différents niveaux de charge verticale (0,3, 0,4 et 0,5 MPa) représentatifs d’ouvrages courants. La métrologie utilisée sera également décrite afin de présenter les réponses expérimentales et les champs de déplacements et de déformations utilisés pour la confrontation numérique *vs.* expérimental.

La deuxième partie est dédiée à la présentation des résultats expérimentaux des différents murs testés en fonction de leur niveau de charge verticale initiale. Nous présenterons les éléments permettant de comprendre les processus d’endommagement ainsi que l’influence des conditions de chargements. Les mécanismes de ruine d’éléments de structure à cette échelle sont souvent complexes et nécessitent une description précise des résultats. Nous présenterons donc les champs expérimentaux afin d’identifier les zones critiques du mur et les types de sollicitations qu’elles subissent.

La dernière partie de ce chapitre est consacrée à la présentation de la simulation numérique et des résultats obtenus. Nous présenterons dans un premier temps la géométrie, les chargements, et les modèles utilisés pour la modélisation des panneaux maçonnés. L’ensemble des simulations présentées ici ont été réalisées avec le code de calcul LMGC90 dans lequel le FCZM a été implémenté. Comme évoqué dans le Chapitre 1, la modélisation d’un élément de structure nécessite généralement de faire des hypothèses et des simplifications. Nous verrons dans un second temps les différentes stratégies de modélisations utilisées afin (i) de simplifier la modélisation pour conserver des temps de simulations cohérents avec les attentes d’un bureau d’études ou (ii) d’adapter les paramètres de la simulation numérique pour discuter de la capacité prédictive du modèle. Dans un dernier temps, l’ensemble des résultats de la simulation numérique seront confrontés aux résultats expérimentaux en discutant de la capacité du modèle à décrire les différents marqueurs conduisant à la ruine de

l'ouvrage.

4.2 Description du protocole expérimental

La campagne expérimentale réalisée sur des panneaux maçonnés constitue un des enjeux majeurs de cette étude car elle doit permettre la validation, à l'échelle macroscopique, du modèle de zone cohésive frictionnelle introduit dans le Chapitre 2. En effet, cet essai de cisaillement sous charge verticale constante permet de solliciter les joints du mur dans les deux configurations présentées précédemment : traction-cisaillement et compression-cisaillement. Au total, 3 niveaux de charge verticale (correspondant à une contrainte normale moyenne sur les joints horizontaux de 0.3, 0.4 et 0.5 MPa) ont été appliqués et 3 murs ont été testés pour chaque niveau de charge, soit la réalisation de 9 essais au total. Ces essais ont été réalisés sur le banc de structure de la plateforme Equipex XYLOPLATE (ANR10-EQPX10) au laboratoire I2M de l'Université de Bordeaux avec l'aide de tailleurs de pierre de l'entreprise TMH pour la réalisation des panneaux maçonnés.

4.2.1 Réalisation du mur et protocole de déplacement

Les murs sont constitués de blocs calcaires, liés par un mortier de chaux hydraulique. Les matériaux utilisés sont identiques à ceux mis en œuvre pour les essais de caractérisation (Chapitre 2). Dans le but d'obtenir des interfaces pierre-mortier identiques sur les essais de caractérisation et sur les essais des murs, les blocs ont été usinés dans les deux cas à la commande numérique. Les dimensions des blocs sont de $0,30^L \times 0,10^h \times 0,15^l$ m³. Les joints présentent une épaisseur d'environ 10 mm.

Les neuf murs réalisés par l'entreprise TMH, présentent 11 lits pour des dimensions d'environ $1,85^L \times 1,20^h \times 0,15^l$ m³. Afin de laisser libre d'utilisation le banc d'essai pendant la durée de conditionnement, les murs ont été montés à l'extérieur du banc de structure, par série de 3, sur des profilés métalliques (HEA300 renforcés) (Figure 4.1a). Une fois montés, les murs sont conditionnés pendant 90 jours (± 7 jours) dans les conditions d'humidité et de température internes du laboratoire. Afin de limiter le phénomène de retrait important du mortier dû à l'atmosphère sèche de la pièce, les murs ont été arrosés régulièrement durant les 10 premiers jours de séchage.

A la fin de la durée de conditionnement, les murs sont mis en place sur le banc de structure. Pour limiter l'endommagement précoce du mur lors de son déplacement un protocole particulier est proposé. Dans un premier temps, le mur est comprimé sur le profilé d'assise (profilé inférieur) à l'aide de sangles (Figure 4.1b), l'ensemble mur+profilé est soulevé à l'aide d'un autre profilé métallique et d'un autre jeu de sangles. Cette méthode permet de conserver un effort de compression constant sur le mur pendant son transport à l'aide d'un chariot élévateur (Figure 4.1b).



(a)



(b)

FIGURE 4.1 – Protocole (a) de montage et (b) de transport des murs maçonnés

4.2.2 Conditions aux limites

Comme évoqué en introduction de ce chapitre, l'intérêt principal de cet essai est de valider à l'échelle macroscopique le modèle proposé. C'est pourquoi un soin particulier a été apporté aux conditions limites expérimentales. En effet, elles doivent être reproductibles numériquement afin de confronter les résultats numériques et expérimentaux. Le premier lit de pierres du mur est ainsi encastré au banc d'essai, en deux étapes. Tout d'abord le premier lit est scellé au profilé métallique inférieur à l'aide de cornières métalliques et de colle époxy (Sikadur 31-EF) (Figure 4.3), ensuite ce profilé métallique est boulonné au banc de structure à l'aide de 16 boulons M25 espacés de 250 mm. Cette disposition permet de considérer que le lit de pierre inférieur est encastré au bâti du banc d'essai.



FIGURE 4.2 – Photographie du mur monté et appareillé

Le lit supérieur du mur est scellé à un profilé métallique (HEA300 renforcé) afin de s'assurer (i) que l'effort vertical est uniformément réparti sur toute la longueur du mur et (ii) que le lit supérieur de pierres suit un mouvement de corps rigide. Le processus de scellement du lit supérieur au profilé métallique est identique à celui utilisé pour le lit inférieur. Notons que les conditions d'encastrement des lits inférieur et supérieur sur les profilés métalliques seront vérifiées tout au long de l'essai par mesure des déplacements relatifs lit/profilé.

Les conditions de chargement peuvent être résumées par :

- (1) Application de la charge verticale (0.3, 0.4 ou 0.5 MPa).
- (2) Répartition uniforme de la charge verticale sur la longueur du mur par utilisation combinée d'un profilé métallique et d'un chevêtre de répartition à rouleaux (Figures 4.2 et 4.4). Les inerties élevées de ces deux éléments nous permettent de faire l'hypothèse que la charge verticale est parfaitement répartie.
- (3) Articulation du chevêtre en tête de vérin permettant un mouvement de corps rigide du lit supérieur comprenant translations et rotation dans le plan du mur.
- (4) Application de l'effort horizontal (par un pilotage en déplacement), au niveau du profilé supérieur, croissant jusqu'à la ruine. Afin d'appliquer un effort suffisant, un bras de levier a été utilisé (Figures 4.2 et 4.4) afin de multiplier (i) l'effort appliqué et (ii) le déplacement du vérin horizontal comparé au déplacement appliqué au profilé supérieur.

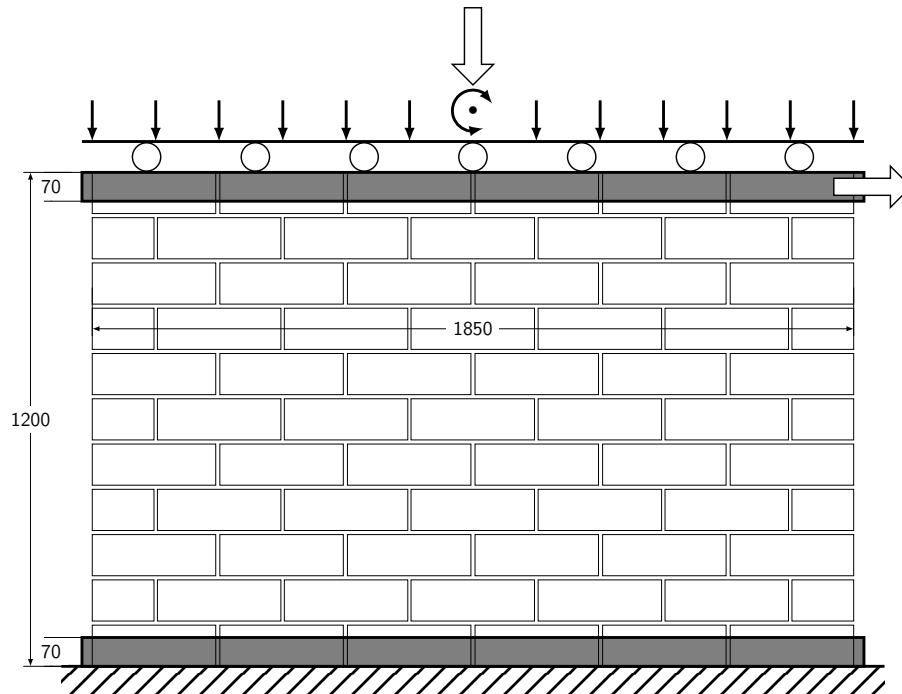


FIGURE 4.3 – Schéma mécanique des murs sollicités en cisaillement sous charge verticale constante (dimensions en [mm])

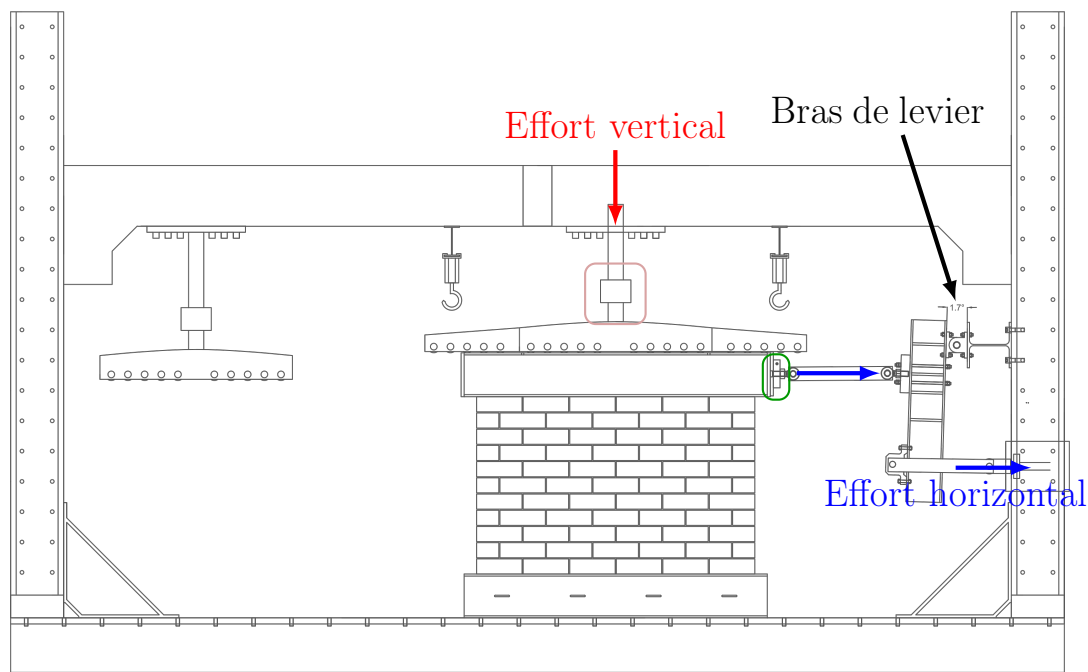


FIGURE 4.4 – Schéma du protocole expérimental d'essai

4.2.3 Instrumentation du mur

Les déplacements du mur en cours d'essai sont estimés à partir d'une mesure de champs par corrélation d'images numériques et par une mesure ponctuelle au moyen de LVDT.

Mesure des forces

Afin de déterminer l'effort vertical appliqué au mur, un dynamomètre de 250 kN est placé en amont du chevêtre de répartition à rouleaux (Figure 4.4, encadré rose). Un second dynamomètre, d'une capacité de 200 kN, est utilisé pour mesurer la réaction horizontale du mur, qui s'oppose au déplacement de cisaillement imposé. Notons que ce dynamomètre a été placé en sortie de bras de levier, directement sur le profilé supérieur, afin de s'assurer que les éventuels défauts du bras de levier n'impactent pas la mesure (Figure 4.4, encadré vert).

Mesure des déplacements : LVDT

Durant cette campagne expérimentale de validation, sept LVDT sont utilisés afin d'obtenir une mesure locale du déplacement à des points particuliers du mur.

- Comme évoqué précédemment, deux LVDT permettent de contrôler la liaison entre le mur et les cornières.
- Deux LVDT, placés verticalement sur la semelle inférieure du profilé métallique supérieur permettent de mesurer, au cours de l'essai, le déplacement vertical du mur à ses deux extrémités afin d'en déduire la rotation dans le plan du profilé supérieur.
- Deux LVDT supplémentaires sont positionnés horizontalement sur le mur maçonné afin de déterminer le déplacement hors plan du profilé supérieur. Ils permettent de

prévenir d'un risque de déversement du mur au cours de l'essai.

- Un LVDT a été placé au niveau de l'application de l'effort horizontal, *i.e.* sur le profilé supérieur, afin d'assurer le pilotage de l'essai par mesure du déplacement de cisaillement en tête de mur.

Corrélation d'Images Numériques

La Corrélation d'Images Numériques (CIN) est une technique expérimentale de métrologie optique permettant de mesurer un champ de déplacements en comparant les photographies numériques d'un objet avant et après déformation. La CIN, contrairement aux LVDT ou aux jauges de déformation, est une méthode de mesure sans contact. Par conséquent, les résultats ne dépendent pas de la liaison entre le capteur et l'objet étudié. De plus, elle permet de visualiser les champs de déplacements induits par les sollicitations mécaniques sur la totalité de la surface d'étude, tandis que, les extensomètres ne fournissent qu'une mesure locale.

De nombreuses études utilisent la CIN pour l'étude des mécanismes de ruine de structures maçonnées (Salmanpour et al., 2015, Ghorbani et al., 2015). Cette technique permet de suivre l'endommagement sur une surface dont le trajet de fissure est difficilement prévisible. La CIN semble donc être particulièrement adaptée pour identifier les mécanismes de ruine visibles par des mouvements d'ensembles de blocs et ainsi valider le modèle de zone cohésive frictionnelle à l'échelle macroscopique introduit dans le Chapitre 2.

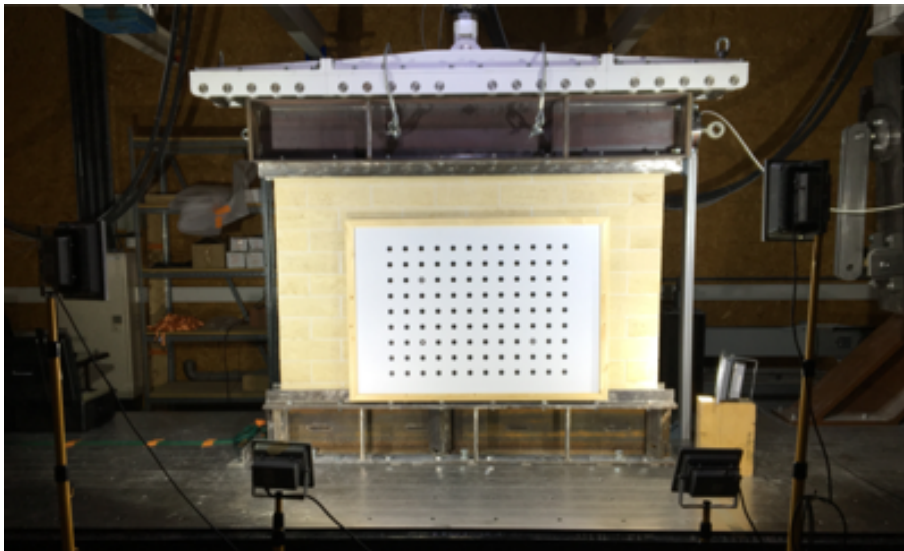


FIGURE 4.5 – Photographie du processus de calibration des caméras pour la CIN

Dans cette étude, la technique de stréréo-corrélation est utilisée (utilisation de 2 caméras regardant la scène avec un angle différent) et permet d'obtenir une estimation des champs de déplacements 2D (déplacements dans le plan du mur) + 1D (déplacements hors plan) à partir du mouchetis naturel des pierres et des joints ainsi que d'une lumière contrôlée (artificielle). Les prises de vues sont réalisées avec le logiciel VIC-SNAP et les champs de déplacements et de déformations sont calculés avec le logiciel de corrélation d'images

Système de stéréo-vision	
Caméras	2 PIKE F-421B (taille de l'image = 2048×2048)
Objectifs	2 Schneider Xenoplan (longueur focale = 29,3 mm)
Lumière	5 projecteurs à LED
Mire de calibration	Mire plane à points de contrôle $1,20 \times 0,84 \text{ m}^2$
Facteur d'échelle	1 Pixel/mm
Taille du <i>Subset</i>	55×55 Pixels carrés
Taille du <i>Step</i>	4 Pixels

Tableau 4.1 – Matériel vidéo utilisé et paramètres de corrélation d'images numériques

VIC-3D. Les caractéristiques principales du système de mesure utilisé dans cette étude sont résumées en Tableau 4.1. Par ailleurs une présentation plus détaillée de la technique de stéréo-corrélation est proposée en Annexe A.

L'instrumentation du mur par le biais de dynamomètres et de capteurs (physiques et optiques) mesurant les déplacements de manière locale ou globale vont permettre, dans la suite de cette partie, d'étudier le comportement mécanique au regard des réponses du mur aux sollicitations externes imposées.

4.3 Résultats expérimentaux de la campagne à l'échelle macroscopique

Dans cette partie, le comportement mécanique des murs testés sera mis en évidence au travers (i) des réponses force *vs.* déplacement horizontal en tête de mur, (ii) de la rotation dans le plan du mur et (iii) des champs de déplacements et de déformations obtenus par CIN. Comme évoqué précédemment, 9 murs ont été testés sous 3 niveaux de charge verticale σ_N différents (0.3, 0.4 et 0.5 MPa), en conservant des conditions limites identiques pour les 9 murs (Partie 4.2.2).

Le niveau de charge appliqué correspond au chargement vertical exercé par le vérin ainsi que le poids propre du profilé métallique supérieur. Ce niveau de charge est maintenu constant tout au long de l'essai par une consigne de pilotage en force du banc d'essai. Après avoir chargé le mur verticalement, le déplacement horizontal est appliqué via des cycles de charge-décharge. Ce déplacement est augmenté progressivement à chaque cycle jusqu'à la ruine, *i.e.* jusqu'à rupture des blocs les plus sollicités en compression et cisaillement, constatée en fin d'essai. Les enveloppes des réponses en cisaillement des 9 murs sont illustrées en Figure 4.6. Les réponses expérimentales, comprenant l'ensemble des cycles de charge-décharge horizontale réalisés, se trouvent en Annexe B.

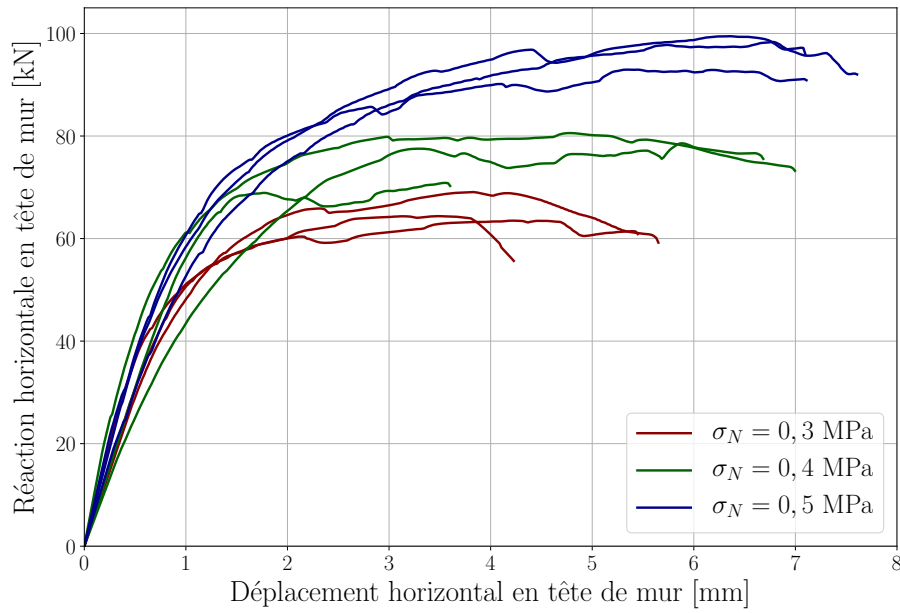


FIGURE 4.6 – Réponse force-déplacement ($F - \delta$) des 9 murs testés

4.3.1 Détermination de la raideur initiale et de la résistance en cisaillement

Pour chaque mur, la raideur initiale et la résistance en cisaillement sont déterminées à partir de la courbe enveloppe. La raideur initiale est obtenue par régression linéaire sur la zone offrant le meilleur coefficient de corrélation. Les raideurs initiales moyennes des trois murs testés par niveau de charge verticale σ_N sont résumées dans le Tableau 4.2. La variabilité obtenue par niveau de charge est comprise entre 12% et 29%. Notons que si les résultats semblent montrer une augmentation de la raideur initiale en fonction du niveau de contrainte normale σ_N , cette tendance est à mettre au regard (i) du faible nombre d'essais et (ii) de la forte variabilité constatée sur la raideur mesurée (CV 29%), ce qui ne permet pas de confirmer cette tendance. Sur cette base, la raideur initiale moyenne constatée sur l'ensemble des murs est de $6,8 \times 10^7 \text{ N/m}$.

σ_N	Paramètre	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Moyenne	CV
0,3 MPa	Raideur ($\times 10^7$) [N/m]	5,7	7,5	6,1	6,4	12%
	Force max [kN]	69,1	63,5	64,4	65,7	4%
0,4 MPa	Raideur ($\times 10^7$) [N/m]	6,0	5,2	9,8	7,0	29%
	Force max [kN]	70,9	78,6	80,6	76,7	5%
0,5 MPa	Raideur ($\times 10^7$) [N/m]	6,3	7,4	8,5	7,4	12%
	Force max [kN]	98,3	99,5	92,9	96,9	3%

Tableau 4.2 – Paramètres du FCZM obtenus à partir des campagnes expérimentales

La résistance en cisaillement du mur est définie comme étant la réaction maximale observée expérimentalement. Les résistances moyennes en cisaillement sont de 65,7 kN, 76,7 kN et 96,9 kN pour les contraintes normales respectivement égales à 0,3, 0,4 et 0,5

MPa, pour une variabilité obtenue proche de 4% (Tableau 4.2). Contrairement à la raideur initiale, la faible variabilité observée sur la résistance au cisaillement permet de conclure que la résistance au cisaillement augmente avec le niveau de contrainte normale appliqué au mur.

4.3.2 Identification des mécanismes de ruine

Au regard des réponses expérimentales (Figure 4.6), il est difficile de distinguer les différents mécanismes de fissuration menant à la ruine de la structure. L'apparition de ces phénomènes de rupture va dépendre de la charge verticale et du déplacement horizontal appliqué. Cependant, sur les 9 murs testés, les cinématiques de ruine ainsi que les grands marqueurs permettant l'identification des mécanismes d'endommagement sont similaires. Sur cette base, et dans un souci de compréhension, les résultats expérimentaux d'un seul mur seront présentés dans cette partie (mur 0,5MPa - 3). A noter que les champs de déplacements et de déformations des autres murs sont présents en Annexe B.

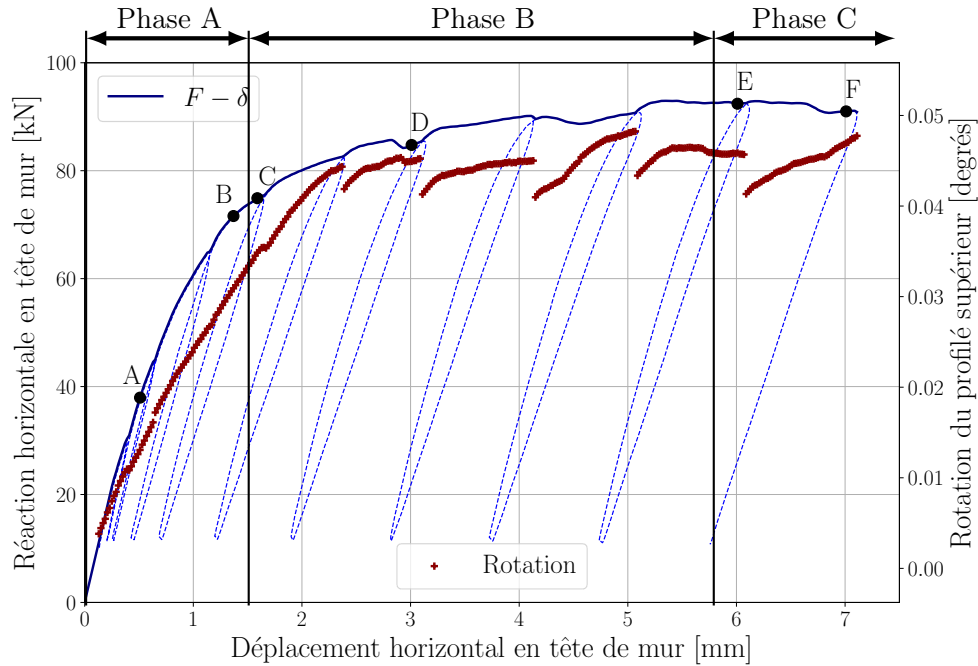


FIGURE 4.7 – Réponse force-déplacement du mur 0,5MPa - 3 et réponse rotation du profilé supérieur *vs.* déplacement de cisaillement associé

La Figure 4.7 montre la réponse force horizontale *vs.* déplacement horizontal du mur 0,5 MPa - 3 cyclée. La rotation en tête de mur est également tracée sur l'axe secondaire afin de mettre en évidence le comportement mécanique du mur au cours de l'essai. Notons que la réponse en rotation est déterminée à partir de l'enveloppe de la réponse $F - \delta$ ce qui provoque des discontinuités (Figure 4.7) dues à l'absence de la représentation des cycles. Sur les 9 murs testés, 3 phases sont généralement observables (Fig. 4.7) : (i) la phase A comprenant la réponse élastique du mur ainsi que l'initiation et la propagation de la fissure en pied de mur, (ii) une phase de développement de l'endommagement qui

produira la fissuration diagonale (phase B) et (iii) la phase C où la rupture des blocs les plus sollicités est observée. Enfin, les champs de déplacements et de déformations de 6 points particuliers de la courbe $F - \delta$ (notés de A à F) sont étudiés afin de présenter le comportement mécanique du mur au cours de l'essai.

Phase A

Dans un premier temps (jusqu'au point A), la réponse $F - \delta$ montre une phase linéaire traduisant le comportement élastique du mur. Cette phase linéaire peut être observée sur la Figure 4.9 en terme de champs de déplacements horizontal (U) et vertical (V) ainsi qu'en terme de champs de déformation verticale (ε_{yy}), qui montrent tous, des champs uniformes sans présence d'endommagement. De plus, l'application de l'effort horizontal en tête de mur engendre un moment entraînant une rotation dans le plan du mur. Cette rotation, initialement linéaire, est observée sur la Figure 4.7 et se vérifie sur le champ de déplacement vertical V (Fig. 4.9) où un début de dissymétrie est observable.

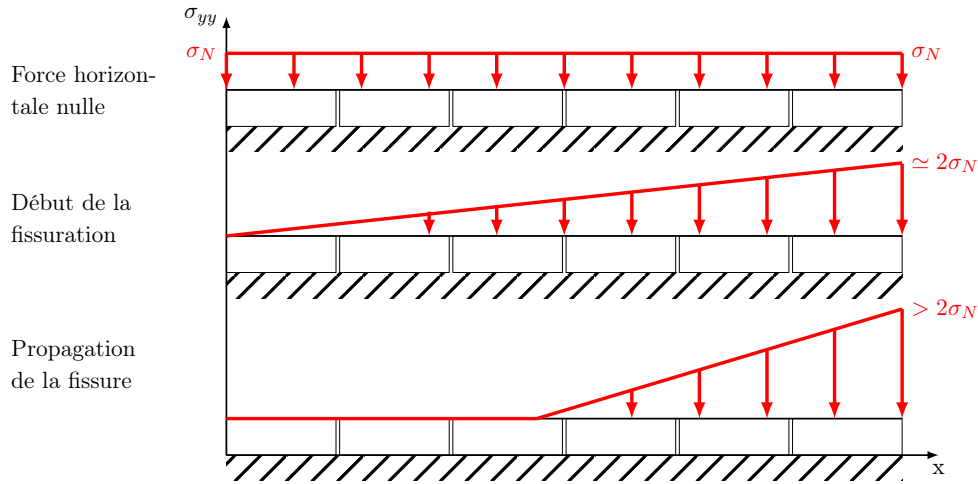


FIGURE 4.8 – Évolution de la contrainte verticale transmise au premier lit de mortier

Dans un second temps, l'augmentation du déplacement imposé en tête de mur engendre une rotation plus importante conduisant à une modification de la répartition de la contrainte normale transmise au premier lit de mortier. Cette dernière était uniformément répartie avant l'application du déplacement horizontal et devient triangulaire jusqu'à solliciter l'interface en traction (Figure 4.8). Dès lors que l'interface subit une contrainte verticale $\sigma_{yy} = \sigma_I^e$, où σ_I^e correspond à la résistance en traction de l'interface (Partie 2.2.2), deux fissures horizontales apparaissent dans les coins inférieur gauche et supérieur droit du mur. Ces fissures interviennent par rupture cohésive de l'interface et sont observables sur le champ de déformation vertical ε_{yy} du point B (Figure 4.9).

Avec l'augmentation du déplacement de cisaillement, la surface du lit inférieur reprenant la charge verticale diminue (Figure 4.8) et, du fait de la propagation de la fissure, la contrainte normale de compression aux joints va localement augmenter sur la partie saine des premier et dernier lits, jusqu'à atteindre une valeur critique de frottement empêchant la propagation des deux fissures horizontales. En effet, le champ de déformation ε_{yy} du

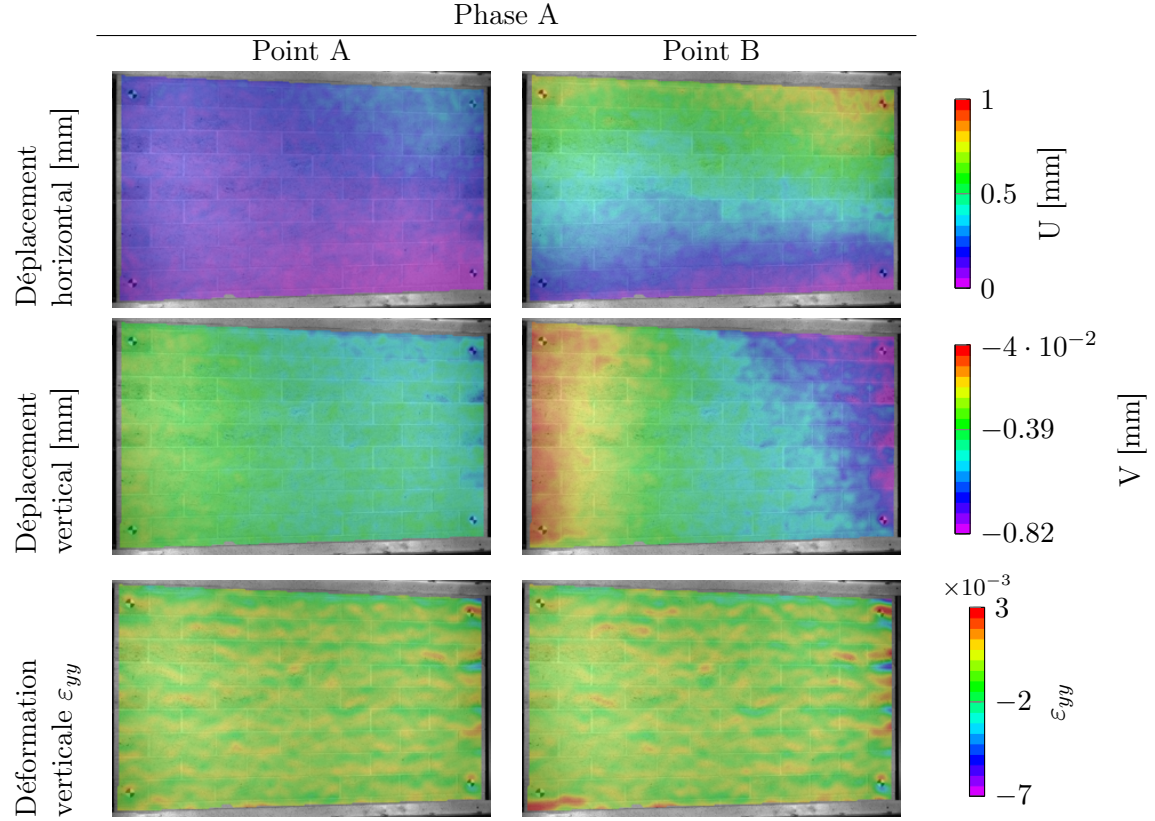


FIGURE 4.9 – Champs de déplacement et de déformation des points A et B (Phase A) du mur 0,5 MPa - 3

point D, présenté en Figure 4.10, montre que la fissure en pied de mur ne progresse plus au cours de l'essai. De plus, la propagation de cette fissure en pied est fonction de la contrainte normale initiale. Plus la contrainte normale initiale σ_N appliquée aux joints est importante, moins la fissure en pied se propage (champs de déformations ε_{yy} de l'Annexe B), et ce au bénéfice du second mécanisme de fissuration (fissuration diagonale). Notons que si la contrainte normale initiale est suffisamment faible, la valeur critique de frottement ne sera pas atteinte et la fissure en pied pourra se propager sur l'intégralité de la surface du premier lit (Partie 1.2.3.3).

Phase B

Dans cette phase, l'initiation et la propagation de la fissuration diagonale sont étudiées. Cette cinématique de ruine, typique d'un essai de cisaillement sous charge verticale constante réalisé sur un panneau maçonné, est généralement associée à la résistance en cisaillement lorsque la contrainte normale initiale est suffisamment élevée (Bisoffi-Sauve, 2016). Dans notre cas, cette fissuration commence à être observable dès le point C via l'endommagement/fissuration des joints verticaux en traction (champs ε_{xx} , Figure 4.10). De plus, le champ de déplacement horizontal U commence à montrer un déplacement relatif entre la partie supérieure et la partie inférieure du mur.

Peu après l'initiation de la fissure en escalier, la rotation de la partie haute du mur

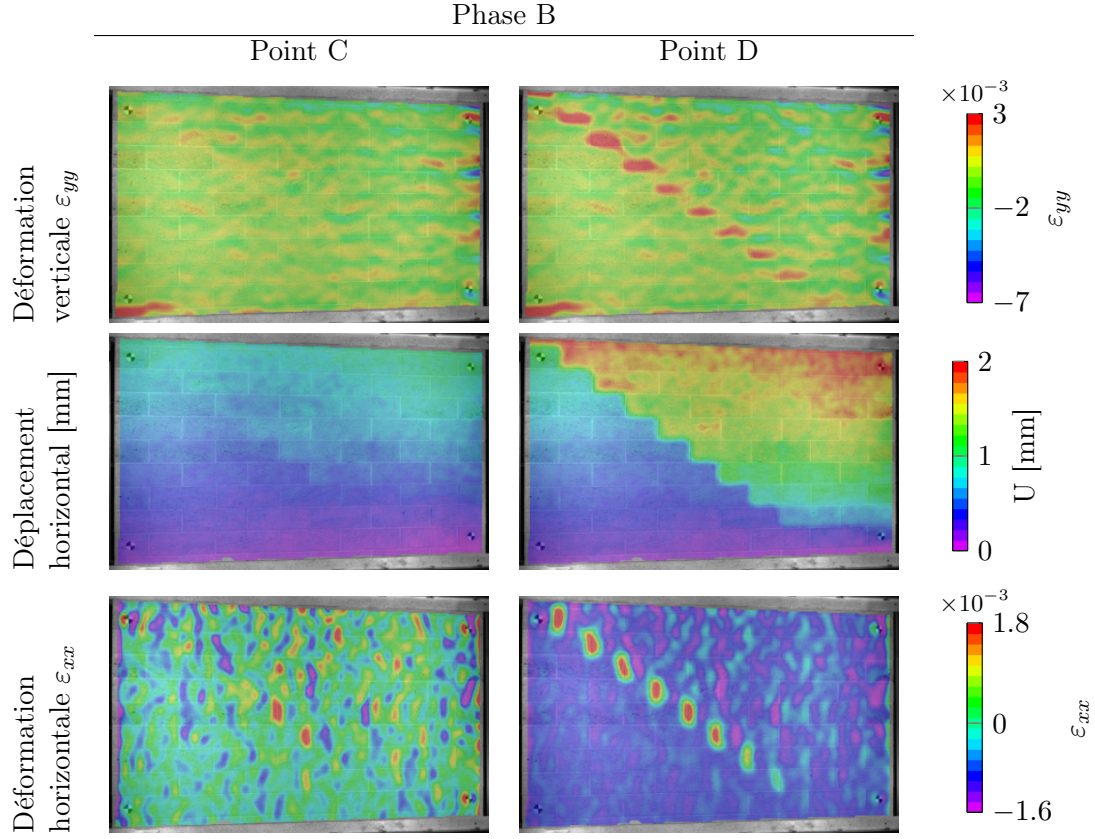


FIGURE 4.10 – Champs de déplacement et de déformation des points C et D (Phase B) du mur 0,5 MPa - 3

commence à changer de phase pour tendre approximativement vers une rotation constante (Figure 4.7). Ce phénomène, observé sur l'ensemble de la phase B, marque la scission du mur en deux parties le long de la fissure diagonale. Le mur se soulève de manière continue et frotte sur le coin inférieur droit du mur où toute la contrainte normale est maintenant concentrée. Cette désolidarisation est nettement observable sur les champs de déplacements et de déformations du point D (Figure 4.10). Comme pour la fissure en pied évoquée précédemment, la fissure diagonale est localisée au niveau des interfaces pierre-joint. Le long de cette fissure, les joints verticaux s'endommagent en traction, tandis que les joints horizontaux s'endommagent en Mode mixte, *i.e.* en traction et cisaillement.

Au regard de la Figure 4.7, la résistance maximale du mur s'observe dans la phase B. On notera également des chutes de force sur la réponse $F - \delta$ expérimentale (Figure 4.7) qui illustrent les premières instabilités et qui s'accompagnent également de variations brutales de la rotation du profilé supérieur (Fig. 4.7).

Phase C

La troisième phase considérée ici débute lorsque les blocs les plus sollicités en compression et cisaillement s'endommagent. On constate sur les champs de déformation ε_{yy} des points E et F (Figure 4.11) une forte déformation locale des blocs situés dans le coin inférieur droit du mur. La charge verticale appliquée est maintenant reprise sur une faible

surface du premier lit (Fig. 4.8) ce qui provoque une contrainte verticale supérieure à la résistance en compression des blocs (environ 10 MPa). S'ensuit alors un mouvement de translation longitudinale de la partie supérieure du mur dû à la désolidarisation complète (champs U, Fig. 4.11). On notera également une chute brutale de résistance au cisaillement entre les points E et F (Figure 4.7), probablement due à la rupture des blocs.

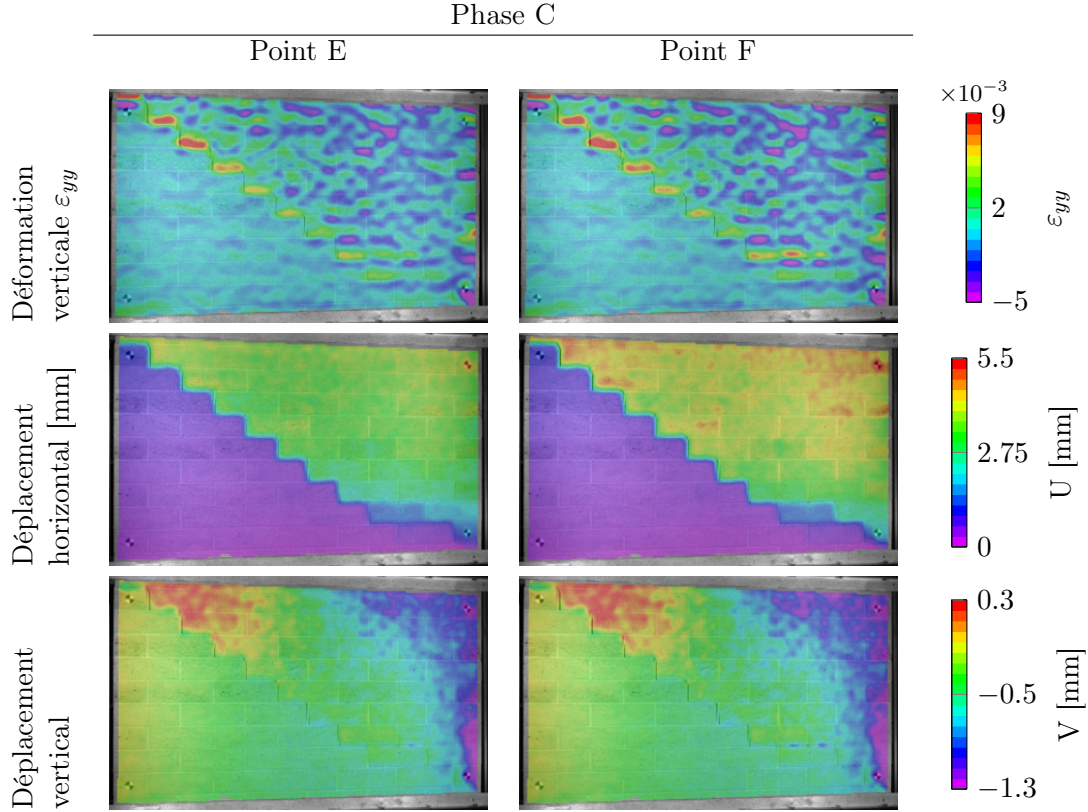


FIGURE 4.11 – Champs de déplacement et de déformation des points E et F (Phase C) du mur 0,5 MPa - 3

Dans cette partie, l'ensemble des techniques mises en place lors de ces essais ont été présentées afin de discuter des mécanismes de ruine observés et de la corrélation entre la réponse $F - \delta$, la rotation dans le plan du mur et les champs de déplacement et de déformation obtenus par CIN. Le comportement similaire observé d'un mur à l'autre (Annexe B) permet l'illustration des différents mécanismes d'endommagement/fissuration à partir d'un seul mur ($\sigma_N = 0,5$ MPa). Cependant, dans la suite de ce chapitre, une analyse globale du comportement mécanique des 9 murs testés est proposée afin de discuter de l'influence de σ_N sur la réponse du mur.

4.3.3 Bilan de la campagne expérimentale d'essais de cisaillement sur murs maçonnés

La Figure 4.12 présente les réponses $F - \delta$ des 9 murs testés ainsi que la rotation dans le plan de chaque mur en fonction du déplacement de cisaillement. On constate

dans un premier temps que, plus la contrainte normale initiale σ_N est importante, plus la résistance en cisaillement du mur est élevée. Ce constat, déjà évoqué lors des essais de caractérisation en cisaillement réalisés sur des assemblages (Partie 2.3.4) laisse à penser que le comportement frictionnel est prédominant dans ces essais. Dans la suite de ce chapitre, une étude numérique menée sur la dissipation des énergies cohésives et frictionnelle est proposée afin de discuter de cette hypothèse. On remarque également que plus la charge verticale augmente, plus le déplacement de cisaillement doit être important pour atteindre la ruine complète de l'élément de structure, *i.e.* l'endommagement des blocs (Phase C).

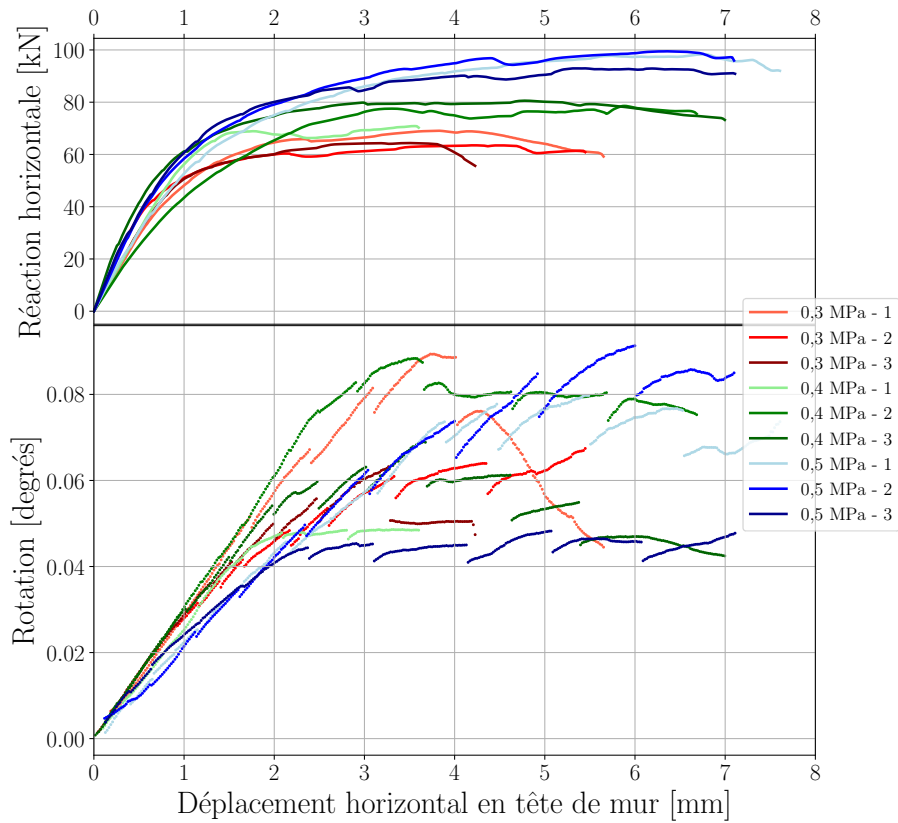


FIGURE 4.12 – Réponse force déplacement des 9 murs testés

De plus, et ce malgré la forte variabilité des matériaux mis en œuvre, les 9 allures de courbes $F - \delta$ présentent un comportement similaire (Fig. 4.12). Ainsi, le soin apporté à la réalisation des murs ainsi que les conditions aux limites mises en œuvre offrent une bonne répétabilité de l'essai. De plus, la variabilité naturelle des matériaux en place n'impacte pas significativement les processus de rupture.

On constate dans un second temps que les réponses $F - \delta$ obtenues pour une contrainte normale initiale $\sigma_N = 0,5$ MPa présentent une moindre variabilité comparées aux réponses obtenues pour des valeurs de contrainte normale moyenne de 0,3 et 0,4 MPa (Fig. 4.12). En effet, plus σ_N est important, plus la réponse totale est influencée par le comportement frictionnel, ce qui a pour conséquence de lisser le comportement global (Partie 2.3).

Dans la partie précédente, la rotation dans le plan du mur a permis de mettre en

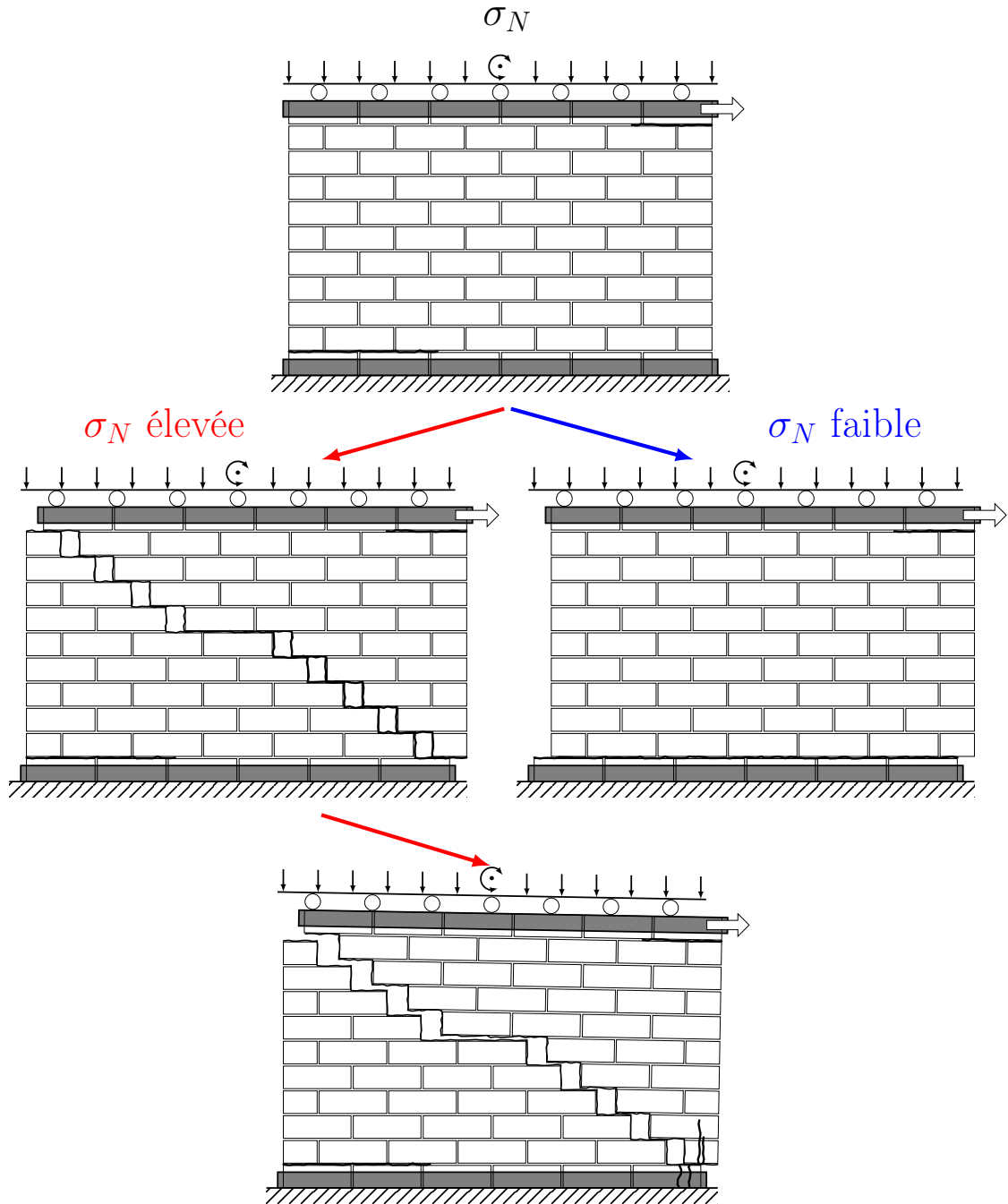


FIGURE 4.13 – Évolution de la cinématique de ruine en fonction de la contrainte normale initiale σ_N appliquée au mur

évidence, avec la CIN, l'enclenchement des mécanismes de ruine. Les deux phases précédemment développées, *i.e.* une augmentation linéaire de la rotation suivie d'un "plateau" semblent se reproduire pour tous les murs testés (Fig. 4.12). Néanmoins, la rotation dans le plan du profilé supérieur du mur, ne semble pas être impactée par la contrainte normale initiale σ_N . De plus, il ne semble pas y avoir de corrélation directe entre la rotation du profilé supérieur et la résistance en cisaillement. La rotation semble cependant être un indicateur intéressant dans l'étude du déclenchement des mécanismes de ruine.

Comme mentionné précédemment, 3 phases ont été étudiées lors de ces essais de cisaillement : (i) une phase élastique suivie de l'initiation d'une fissure en pied (Phase A), (ii) une phase de développement d'une fissure diagonale (Phase B) et (iii) la phase d'endommagement des blocs les plus sollicités en fin d'essai (Phase C). L'enclenchement de ces 3 phases est nettement observable pour des contraintes σ_N élevées. Cependant, si la contrainte normale initiale est faible, la fissure en pied initiée dans la Phase A (Partie 4.3.2) peut se propager le long de l'interface jusqu'à atteindre l'extrémité du mur (Figure 4.13), entraînant horizontalement la partie supérieure. On observe ce phénomène sur les champs de déplacements et de déformations d'un des murs testé pour $\sigma_N = 0,3MPa$ (Figure B.4). On notera également que sur les 2 autres murs testés pour cette contrainte normale, la fissure diagonale s'initie plus bas que celles observées pour $\sigma_N = 0,4MPa$ et $\sigma_N = 0,5MPa$ (Figures B.3 et B.5).

Les champs de déplacements et de déformations des murs testés pour les deux autres contraintes normales, illustrés en Figures B.8, B.9 et B.10 pour $\sigma_N = 0,4MPa$ et en Figures B.13 et B.14 pour $\sigma_N = 0,5MPa$, montrent tous une fissure diagonale au-dessus du premier lit de mortier. On notera également sur certains murs que la fissure diagonale s'initie et se propage sur plusieurs interfaces, créant un endommagement diffus, avant de se concentrer en une fissure principale.

Les différents indicateurs statique et cinématique présentés dans cette partie permettront de confronter les résultats numériques et expérimentaux afin de valider le comportement mécanique du modèle proposé. Les réponses force-déplacement ainsi que les mécanismes de ruine obtenus numériquement seront discutés dans la suite de ce Chapitre.

4.4 Modélisation discrète de l'essai de cisaillement sur panneaux maçonnes

Comme évoqué dans le Chapitre 1, la méthode aux éléments discrets (MED) considère un milieu discontinu comme un assemblage de milieux continus en interaction. Ceci permet de décrire avec précision les structures maçonnes qui sont constituées de blocs assemblés par des joints de mortier dont il faut prendre en compte les comportements cohésifs et frictionnel, mais aussi le comportement individuel de chaque bloc.

Les simulations numériques présentées dans cette partie ont été réalisées avec le code de calcul LMGC90 (Dubois et al., 2011), utilisant la *Non Smooth Contact Dynamics Method*. Le modèle de zone cohésive frictionnelle présenté dans le Chapitre 2 et validé à l'échelle mésoscopique dans le Chapitre 3, a été implémenté dans le logiciel LMGC90.

Dans cette partie, la modélisation aux éléments discrets d'un panneau maçoné en cisaillement sous charge verticale constante sera présentée et les résultats numériques seront confrontés aux réponses expérimentales présentées précédemment. Dans un premier temps, les paramètres utilisés dans la modélisation seront détaillés autour de 3 axes :

- le maillage : Dans cette partie, la configuration de la simulation numérique sera présentée au travers du type d'élément utilisé ainsi que du maillage et de l'appareillage

de ces éléments. Nous verrons également les conditions aux limites de la modélisation discrète utilisées pour correspondre aux conditions aux limites expérimentales.

- les chargements : Les cinématiques de chargements seront présentées ainsi que leur influence sur les phénomènes dynamiques.
- les modèles : La stratégie de modélisation visant à simplifier l’assemblage pierre-mortier sera discutée dans cette partie.

Dans un second temps, nous présenterons, à partir des réponses réaction horizontale *vs.* déplacement horizontal en tête de mur, les stratégies de modélisation employées pour décrire précisément le comportement global en cisaillement du mur (raideur initiale et cinématique de ruine).

Dans un dernier temps, nous étudierons le comportement issu de la modélisation sur la base des réponses en cisaillement ainsi que des champs de déplacements et des énergies dissipées afin de discuter de la robustesse du modèle utilisé et de confronter ces résultats à la campagne expérimentale de validation à l’échelle macroscopique.

4.4.1 Hypothèses et présentation du modèle aux éléments discrets

La Figure 4.14 illustre la modélisation 2D utilisée pour valider le FCZM à l’échelle macroscopique. Des éléments rigides sont mis en place pour simuler les profilés supérieur et inférieur introduits dans la partie précédente. L’élément rigide inférieur ne possède aucun degré de liberté afin de simuler l’encastrement du profilé inférieur au banc de structure. L’élément rigide supérieur possède trois degrés de liberté (i) translation suivant $\vec{x}$ (déplacement imposé au cours de la simulation) (ii) translation suivant $\vec{y}$ et (iii) rotation suivant $\vec{z}$.

A l’image des panneaux maçonnés testés dans la partie précédente, la simulation numérique comprend 61 blocs et 10 demi-blocs appareillés, répartis sur 11 lits et formant un ensemble aux dimensions finales égales à $1,86^L \times 1,21^h$ m² (Fig. 4.14). Des éléments déformables 2D sont utilisés pour la modélisation de ces blocs et modélisés par un état de contraintes planes. Les liaisons entre les blocs et les éléments rigides sont assurées par un couplage parfait des déplacements afin de reproduire des conditions proches de l’expérimental (Fig. 4.14). De plus, en périphérie de chaque bloc sont placés des contacteurs qui permettront de détecter le contact entre deux blocs et de le résoudre en suivant le comportement mécanique du FCZM introduit dans le Chapitre 2 (Fig. 4.14).

L’assemblage de blocs et de joints de la simulation numérique d’un mur maçonné implique une modélisation distincte des blocs, des joints et des interfaces. Cependant, dans le cas des modèles de zone cohésive proposés à l’échelle mésoscopique, il est possible de simplifier cet assemblage dans le but de réduire la complexité du modèle ainsi que le temps de calcul. En effet, même si deux interfaces sont réellement présentes entre deux blocs (de part et d’autre du joint), la fissure se développe dans l’interface la plus faible, *i.e.* celle demandant le moins d’énergie de rupture. Une seule interface est donc nécessaire pour reproduire un trajet de fissure cohérent.

Sur cette base Lourenço (1996) propose d’étendre les dimensions des blocs d’une demi-

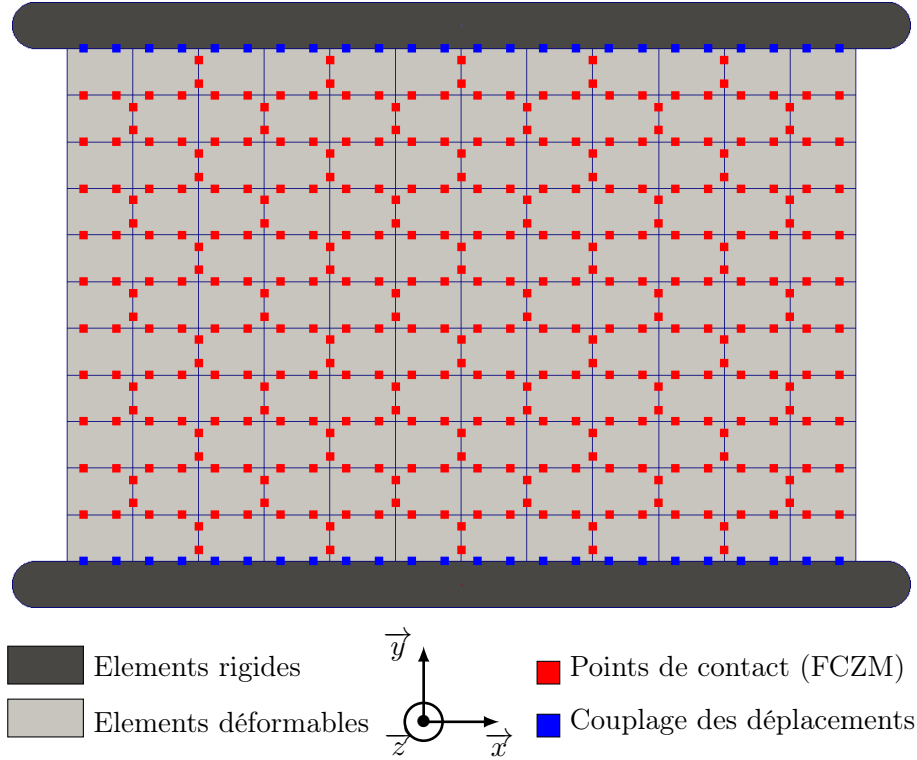


FIGURE 4.14 – Modélisation aux éléments discrets d’un panneau soumis au cisaillement

épaisseur de joint dans les deux directions, introduisant une seule interface entre deux blocs (Figure 4.15a). Cette interface étant théoriquement d’épaisseur nulle, les dimensions finales du mur ne sont pas impactées par cette simplification.

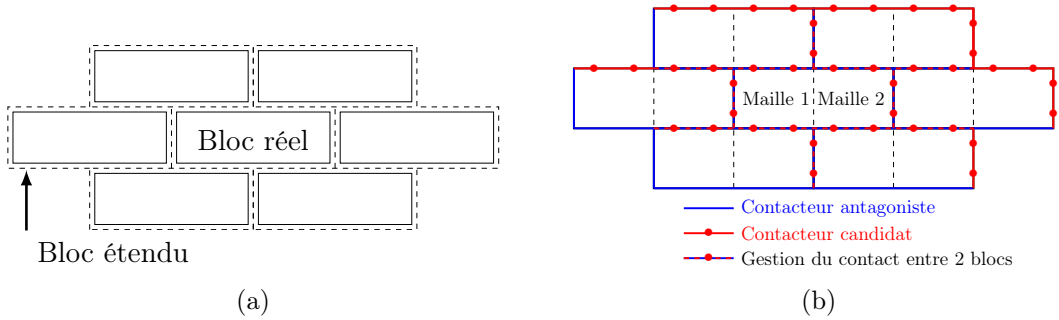


FIGURE 4.15 – Modélisation de blocs et de leurs interfaces (a) étape 1 : génération de blocs étendus et (b) étape 2 : maillage des blocs et positionnement des contacteurs

Le contact entre les blocs se fait par génération de contacteurs antagonistes et candidats disposés en périphérie des blocs. La disposition des contacteurs le long d’un bloc est représentée en Figure 4.15b. En deux dimensions, l’antagoniste est un contacteur linéaire (surficiel en 3D) tandis que le candidat est un contacteur point. La prise en compte du contact candidat/antagoniste se fait lorsqu’un point de contact interagit avec une ligne (Fig. 4.15b). Une fois le contact détecté, la résolution se fait à chaque pas de temps. En étude de sensibilité du maillage et du nombre de points de contact en périphérie de

chaque bloc est proposé en Annexe C. Notons que dans cette étude, seuls des sous-éléments (mailles) quadrangulaires seront utilisés, comme le montre la Figure 4.15b. Ce maillage régulier est plus facile à mettre en place et semble particulièrement adapté à la maçonnerie (Taforel, 2012). Au vu des résultats obtenus en Annexe C, la combinaison comprenant 2 mailles et 2 points de contacts par face de maille (soit un total de 12 points de contact par bloc), notée M2_PTC12, semble offrir le meilleur compromis entre le temps de calcul et la description du comportement mécanique en cisaillement.

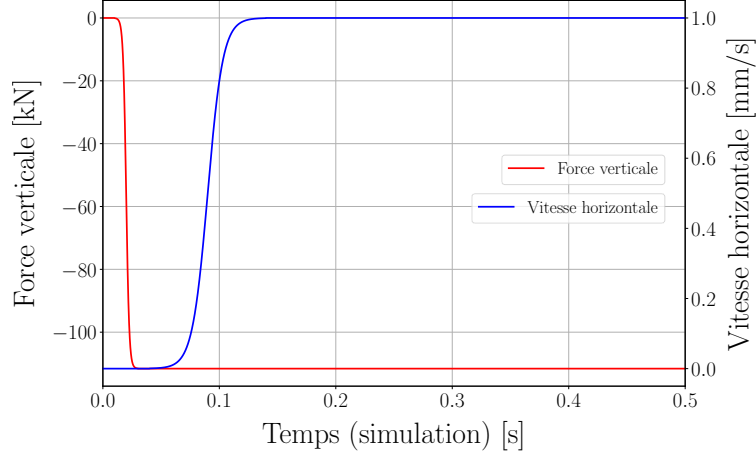


FIGURE 4.16 – Application progressive de l’effort vertical et du déplacement de cisaillement par des fonctions tanh

Comme pour les essais expérimentaux, l’effort vertical est dans un premier temps appliqué à la structure jusqu’à atteindre une valeur constante (qui dépend du niveau de charge souhaité) et conservée tout au long de la simulation. Dans un second temps, le chargement de cisaillement est géré par un pilotage en vitesse suivant $\vec{x}$ (Fig. 4.14) appliqué au profilé supérieur (élément rigide supérieur). Afin de limiter les phénomènes dynamiques, l’effort vertical et le pilotage en déplacement horizontal en tête de mur sont appliqués de manière progressive. La Figure 4.16 indique la cinématique de chargement utilisée. Notons que des fonctions tangente hyperbolique ont été utilisées pour l’évolution des vitesses afin d’assurer des chargements (en déplacement et en force) lents entre l’état initial et l’état chargé.

Les blocs étendus sont décrits par un modèle élastique isotrope non-endommageable. Il est donc nécessaire de renseigner le module d’élasticité des blocs E_{be} [GPa] ainsi que le coefficient de Poisson ν_{be} [1]. Cependant, comme la simulation comprend des blocs étendus, le module d’élasticité doit donc être ajusté afin de prendre en compte le comportement élastique du joint de mortier. Dans cette étude on émet l’hypothèse que le bloc étendu à un module d’élasticité homogénéisé E_{be} [GPa] qui peut s’exprimer en fonction du module du bloc E_b et du joint E_j :

$$E_{be} = \frac{E_b E_j}{E_b h_j + E_j h_b} h_{be} \quad (4.1)$$

où h_b [m] et h_j [m] sont les hauteurs du bloc et du joint et h_{be} est la hauteur du bloc étendu, *i.e.* $h_{be} = h_b + h_j$.

Désignation	Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Pierre calcaire	Module d'élasticité ^(a)	E_b	11,1	GPa
	Coeff. de Poisson ^(b)	ν_b	0,2	1
	Module en cisaillement ^(c)	G_b	4,6	GPa
Mortier de chaux (NHL3.5)	Module d'élasticité ^(a)	E_j	4,3	GPa
	Coeff. de Poisson ^(b)	ν_j	0,2	1
	Module en cisaillement ^(c)	G_j	1,8	GPa
Bloc homogénéisé	Module d'élasticité ^(a)	E_{be}	9,7	GPa
	Coeff. de Poisson ^(b)	ν_{be}	0,2	1
	Module en cisaillement ^(c)	G_{be}	4,0	GPa

(a) : données issues de la littérature

(b) : hypothèses

(c) : données issues du calcul

Tableau 4.3 – Raideurs initiales et résistances en cisaillement moyennes par niveau de charge verticale

	Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Mode I	Raideur initiale	K_I^0	1.2×10^{11}	Pa/m
	Contrainte maximale	σ_I^e	0.05	MPa
	Énergie cohésive	Gf_I	3.0	J/m ²
Mode II	Raideur initiale	K_{II}^0	2.8×10^{11}	Pa/m
	Contrainte maximale	σ_{II}^e	0.27	MPa
	Énergie cohésive	Gf_{II}	206.0	J/m ²
Paramètres	Coefficient de frottement	μ	0.81	1
frictionnels	Exposant de la fonction $f(d)$	p	10.8	1

Tableau 4.4 – Paramètres du FCZM obtenus à partir des campagnes expérimentales

Le module de cisaillement des blocs étendus G_{be} [GPa] est déterminé en émettant l'hypothèse d'un comportement élastique isotrope du bloc étendu, *i.e.* $G_{be} = E_{be}/2(1 + \nu)$. Sur la base d'essais expérimentaux menés sur des pierres calcaires similaires à celles de cette étude (Palchik et Hatzor, 2002; Al-Shayea, 2004), le coefficient de Poisson ν est pris égal à 0,2 [1] pour le bloc et le joint. Pour ce qui concerne les modules d'élasticité des blocs calcaires et des joints, nous utiliserons les caractéristiques obtenues par Bisoffi-Sauve (2016) sur des pierres calcaires et un mortier similaires à notre étude. Les propriétés mécaniques sont finalement résumées dans le Tableau 4.3. Au regard de l'Equation (4.1), on obtient un module d'élasticité du bloc étendu $E_{be} = 9,7$ GPa.

Le réglage de l'amortissement dans les simulations de chargement dynamique représente un enjeu majeur. Dans le cas d'une étude relevant d'un essai quasi-statique, l'amortissement est moins crucial mais nécessite d'être étudié finement afin que ce dernier ne fausse pas le comportement mécanique simulé. La dissipation d'énergie liée à l'amortissement dépend de la vitesse d'application de chargement ainsi que du comportement élastique des éléments. Nous proposons ici d'ajouter un amortissement de Rayleigh à la modélisation afin de dissiper de l'énergie stockée au sein des blocs élastiques et des interfaces. Une étude

de sensibilité de cet amortissement est présentée en Annexe [D](#). L'amortissement est réglé à 0,001 s.

Comme évoqué précédemment le modèle de zone cohésive frictionnelle proposé est utilisé pour décrire le comportement des interfaces. Nous utiliserons donc les propriétés de Mode I, Mode II et frictionnelles issues des essais de caractérisation (Parties [2.2.1](#) et [2.3.1](#)) et rappelées dans le Tableau [4.4](#). Notons que les pierres calcaires mises en œuvre pour les essais de caractérisation et pour les essais sur panneaux proviennent de la même carrière et ont des caractéristiques mécaniques identiques. De plus, la formulation du mortier, décrite dans la Partie [1.2.1.2](#), est identique pour les deux campagnes expérimentales.

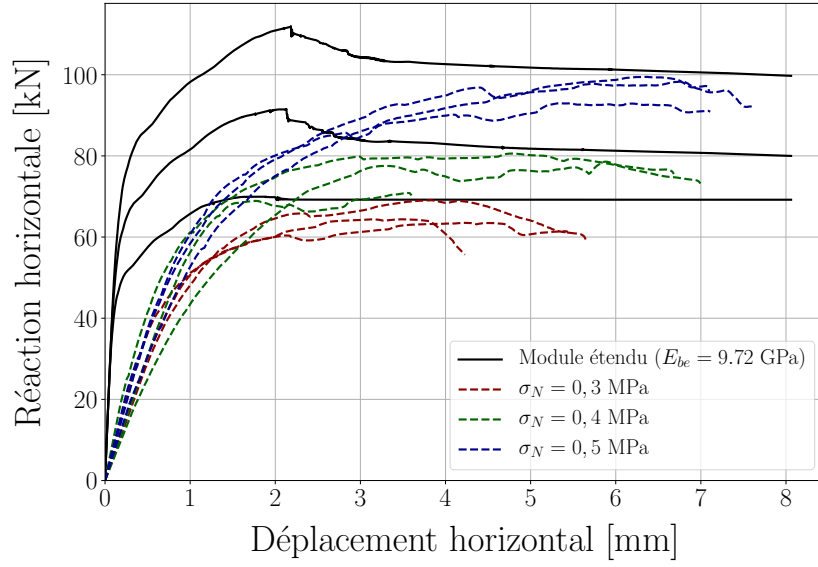
4.4.2 Stratégies de modélisation

Plusieurs stratégies de modélisation sont proposées dans cette partie afin de faire correspondre le comportement global en cisaillement de la modélisation au comportement identifié expérimentalement.

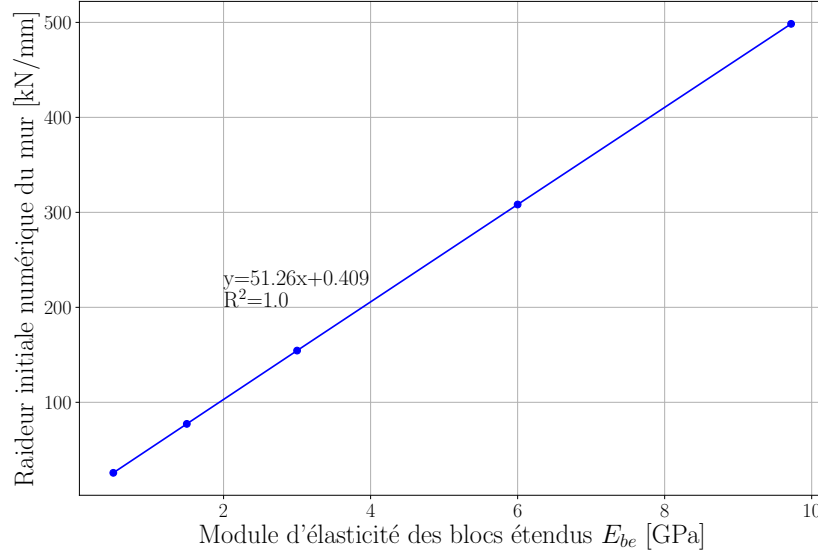
Calage de la raideur initiale en cisaillement

La Figure [4.17a](#) présente les réponses $F - \delta$ de la modélisation aux éléments discrets obtenues sur la base des paramètres matériaux listés de la partie précédente. On représente également les réponses expérimentales par niveau de charge verticale afin de les confronter aux réponses numériques. On constate que les paramètres renseignés, sur la base de la campagne de caractérisation, conduisent à une raideur initiale en cisaillement supérieure à la raideur expérimentale. En effet, la raideur numérique est de 500 kN/mm tandis que la raideur moyenne expérimentale des 9 murs testés est de 68 kN/mm. Cependant, le comportement global des courbes enveloppes semble correspondre à la cinématique de ruine attendue. On retrouve notamment (i) le domaine élastique, (ii) une phase de non linéarité et (iii) des instabilités traduisant la fissuration diagonale. Afin de faire correspondre la raideur initiale numérique à la raideur expérimentale nous proposons d'adapter le module du bloc étendu E_{be} . Pour cela nous ferons l'hypothèse que la raideur initiale expérimentale n'évolue pas en fonction du niveau de charge verticale.

Pour évaluer l'influence de E_{be} sur la raideur initiale, 5 simulations numériques sont réalisées pour différents niveaux de module d'élasticité et les résultats obtenus sont représentés sur la Figure [4.17b](#). On constate qu'une relation linéaire lie la raideur initiale du mur au module des blocs étendus. Sur cette base, on peut déterminer le module E_{be} nécessaire à la description de la raideur initiale numérique souhaitée (68 kN/mm). Dans la suite de ce chapitre, un module d'élasticité des blocs étendus $E_{be} = 1,3$ GPa sera donc utilisé pour faire correspondre la raideur initiale numérique à la valeur attendue. En conservant le module du joint E_j issu de la littérature, ce module d'élasticité des blocs étendus conduit à $E_b = 1,2$ GPa, pour une valeur théorique de 11,1 GPa. Cet écart important de module, peut s'expliquer par l'utilisation d'un modèle élastique isotrope pour la modélisation des blocs étendus. En effet, un modèle élastique isotrope ne semble pas adapté à la modélisation d'un ensemble complexe bloc/joint. La combinaison de ces deux matériaux apporte de la souplesse au système en cisaillement qui ne peut être obtenue que par une diminution



(a)



(b)

FIGURE 4.17 – Calage de la raideur initiale : (a) réponses numériques pour $E_{be} = 9,7$ et $E_{be} = 1,3$ GPa et (b) évolution de la raideur initiale du mur en fonction du module d'élasticité des blocs étendus

importante du module d'élasticité. Un modèle orthotrope, offrant une gestion distincte des souplesses verticale, horizontale et en cisaillement, permettrait sans doute de conserver un module d'élasticité physiquement cohérent tout en faisant correspondre la cinématique horizontale du modèle avec l'expérimental.

Afin de confirmer cette hypothèse, nous proposons de confronter la déformation verticale d'un mur soumis à une charge verticale $\sigma_N = 0,5$ MPa, à la déformation obtenue numériquement. La Figure 4.18 illustre le champ de déplacement vertical une fois la charge verticale appliquée. Afin d'identifier la déformation verticale ε_{yy} [1], on détermine le dépla-

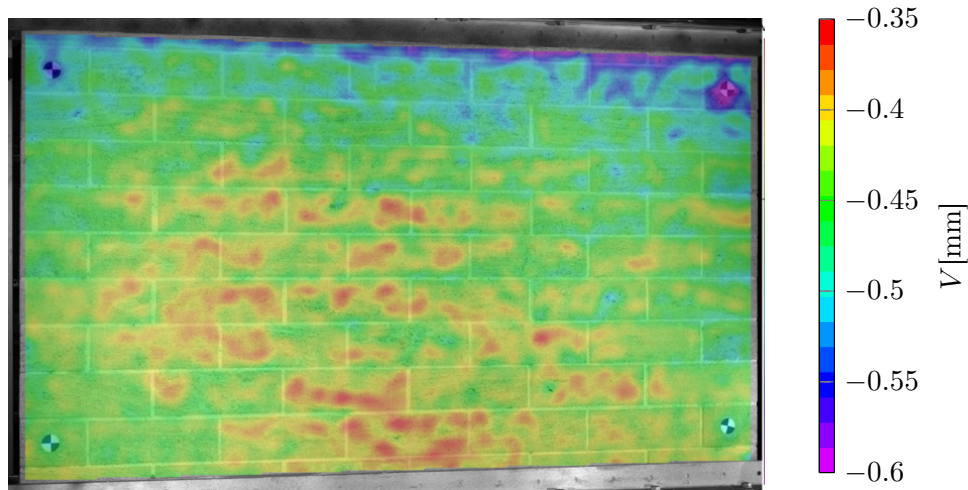


FIGURE 4.18 – Champs de déplacements verticaux V après application de la charge verticale $\sigma_N = 0,5\text{MPa}$

cement vertical moyen obtenu le long du mur en partie supérieure et inférieure. Sur cette base, une déformation ε_{yy} expérimentale de $8,5 \times 10^{-5}$ est constatée. Dans un premier temps, cette valeur peut être comparée à un calcul analytique en supposant l'appareillage de blocs et de joints comme une succession de ressorts en série en prenant les modules d'élasticités moyens de pierres et des joints de mortier (Tableau 4.3). Cela conduit à une déformation analytique $\varepsilon_{yy} = 5,1 \times 10^{-5}$. L'écart entre la valeur analytique et la valeur expérimentale peut s'expliquer par la précision du système de mesure et la présence des interfaces qui ajoute de la souplesse à l'assemblage (Partie 1.2.2). Dans un second temps, la déformation verticale expérimentale est comparée à la déformation obtenue numériquement. Une fois l'effort vertical appliqué, on constate une déformation ε_{yy} numérique égale à $3,3 \times 10^{-4}$. Ce résultat est environ 4 fois supérieur à la valeur expérimentale et tend à confirmer la nécessité d'utiliser un modèle orthotrope permettant d'ajuster simultanément la cinématique verticale et horizontale de la modélisation aux éléments discrets. Ce dernier point sera discuté en perspectives de ces travaux.

Pré-endommagement des lois cohésives

Une fois que le module des blocs étendus a été adapté pour faire correspondre les raideurs initiales numérique et expérimentale, et en utilisant les propriétés cohésives des interfaces en Mode I et en Mode II issues des essais de caractérisation (Tableau 4.4), on obtient les réponses $F - \delta$ illustrées en Figure 4.19.

On constate que la raideur initiale et l'amplitude de la force horizontale sont fidèles aux résultats expérimentaux. Cependant, la chute de la force horizontale symptomatique de la propagation de la fissuration diagonale n'est plus présente sur ces réponses $F - \delta$. Il semble donc que les interfaces soient trop résistantes et ne conduisent pas à des ruptures brutales d'interfaces ou tout du moins pour des valeurs de déplacement horizontal trop importantes comparé aux valeurs expérimentales.

Bisoffi-Sauve (2016) évoque les limites dans l'utilisation de propriétés cohésives déter-

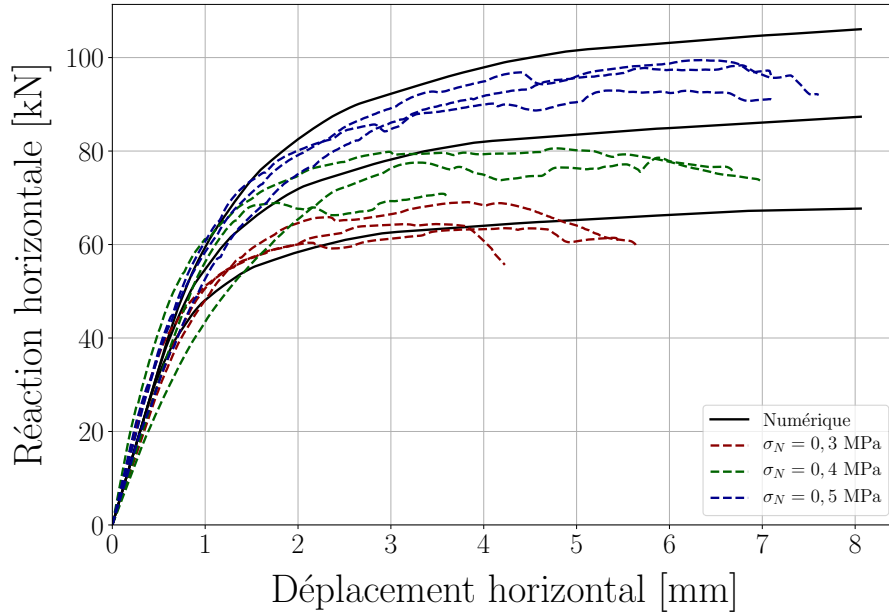


FIGURE 4.19 – Réponses $F - \delta$ du modèle en fonction de σ_N avec les propriétés cohésives issues de la caractérisation

minées à partir d'essais de caractérisation pour la modélisation d'une structure à l'échelle 1. En effet, il semble que les propriétés issues des essais de caractérisation ne reflètent pas la résistance des joints en place sur un panneau maçonné. Ces propriétés semblent trop élevées et ne permettent pas l'enclenchement du deuxième mécanisme de ruine observé expérimentalement, à savoir la fissuration diagonale. Le mur se soulève verticalement comme décrit dans la Partie [4.3.2](#) mais la résistance en cisaillement n'étant pas atteinte lors de la rotation du mur autour d'un point, la fissure diagonale ne peut pas se propager. L'écart entre les propriétés cohésives des interfaces constatées sur des assemblages de taille réduite et sur le mur peut s'expliquer par (i) la difficulté de maîtriser la fabrication sur un ouvrage à l'échelle 1, (ii) le conditionnement contrôlé des éprouvettes de caractérisation qui n'est généralement pas envisageable pour un mur et (iii) la présence de retrait empêché au niveau des joints du mur qui pré-endommage les interfaces.

Une stratégie visant à diminuer les propriétés cohésives de Mode I et II par l'application d'un champ d'endommagement initial est proposé dans la suite. Notons que l'application d'un champ d'endommagement initial diffère des stratégies généralement adoptées consistant à diminuer simplement les propriétés cohésives. En effet, si l'explication d'un endommagement initial aura pour effet de diminuer la capacité cohésive des joints, il aura parallèlement pour effet de mobiliser plus de frottement conformément à la FCZM.

Dans la suite de ce chapitre, cette stratégie de diminution des propriétés cohésives via la variable d'endommagement sera développée et l'influence de cette méthode sur le comportement global de la réponse numérique sera discutée.

4.4.2.1 Principe de dégradation des lois cohésives et influence sur la raideur initiale de la modélisation

L'idée est ici d'émettre l'hypothèse que les caractéristiques mécaniques de l'interface sont similaires à celles obtenues lors de la campagne de caractérisation (essais sur duo et triplet). Cependant, les conditions de cure, de retrait et de mise en œuvre ont dégradé ces lois cohésives. Ainsi, sur la base des propriétés cohésives issues de la campagne de caractérisation, considérons un endommagement initial $d = d_0$ comme représenté en Figure 4.20. La valeur de l'endommagement initial d_0 entraîne une résistance en cisaillement $\sigma_{II}^{d_0}$, une raideur initiale $K_{II}^{d_0}$ et une énergie de rupture disponible $G_{fII}^{d_0}$ inférieures aux valeurs correspondantes issues de la caractérisation σ_{II}^e , K_{II}^0 et G_{fII} .

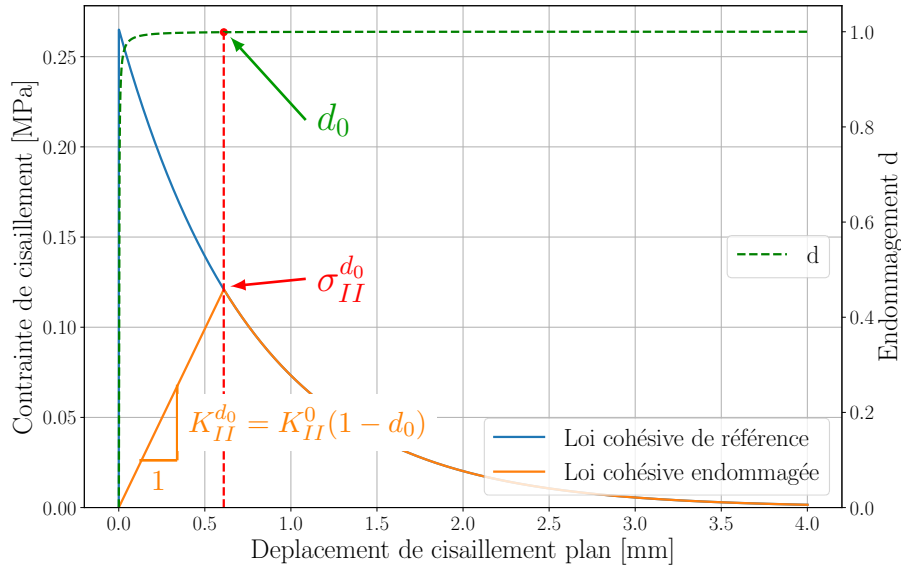


FIGURE 4.20 – Principe de diminution de la loi cohésive par l'intermédiaire d'un endommagement initial, $d_0 = 0,9995$

Afin d'étudier l'influence de l'endommagement initial sur la raideur initiale du mur en cisaillement, on se propose de réaliser une campagne de modélisation en appliquant un champ d'endommagement initial uniforme $0 \leq d_0 \leq 1$ avec un pas de 0,1. La Figure 4.21 illustre l'évolution de la raideur initiale du mur, pour 3 modules de blocs étendus, en fonction de la valeur du champ d'endommagement initial d_0 . On constate une diminution progressive de la raideur initiale du mur jusqu'à $d_0 \simeq 0,7$ suivie d'une augmentation nette de cette raideur. Afin d'étudier ce phénomène, voyons en détail l'impact d'un endommagement initial sur le comportement de l'interface en Mode I et en Mode II + frottement.

En Mode I : L'application d'un endommagement initial d_0 implique une diminution progressive des trois paramètres cohésifs ($K_I^{d_0}$, $\sigma_I^{d_0}$ et $G_{fI}^{d_0}$) et par conséquent une diminution de la raideur globale du mur. La raideur initiale K_I^0 observée au sein d'une interface cohésive maçonnée étant élevée, une forte valeur de d_0 doit être renseignée afin de modifier significativement les paramètres cohésifs.

En Mode II : Les comportements cohésif et frictionnel doivent être pris en compte

simultanément. En effet, lorsque d augmente, les paramètres cohésifs ($K_{II}^{d_0}$, $\sigma_{II}^{d_0}$ et $G_{fII}^{d_0}$) diminuent, en suivant la même logique qu'en Mode I, mais la contrainte frictionnelle $\sigma_\mu(d)$ doit désormais être dépassée pour permettre un glissement de l'interface. Cela implique que la raideur initiale de la contrainte totale de Mode II $\sigma_{II_t} = \sigma_{II} + \sigma_\mu$ tend vers l'infini si $\sigma_{II_t} < \sigma_\mu(d)$. Par conséquent, l'endommagement initial a une influence sur la raideur initiale du mur car il modifie localement la raideur initiale en cisaillement des interfaces. L'augmentation de la raideur initiale pour $d_0 > 0,7$, constaté sur la Figure 4.21 et donc due au blocage du déplacement élastique tangentiel des interfaces.

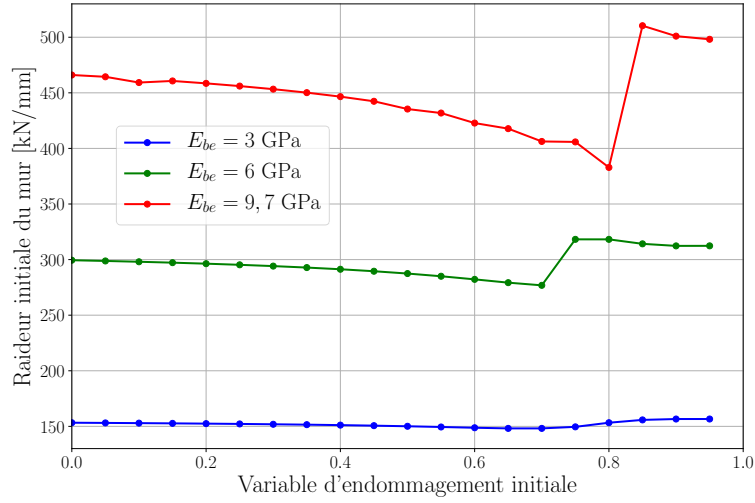


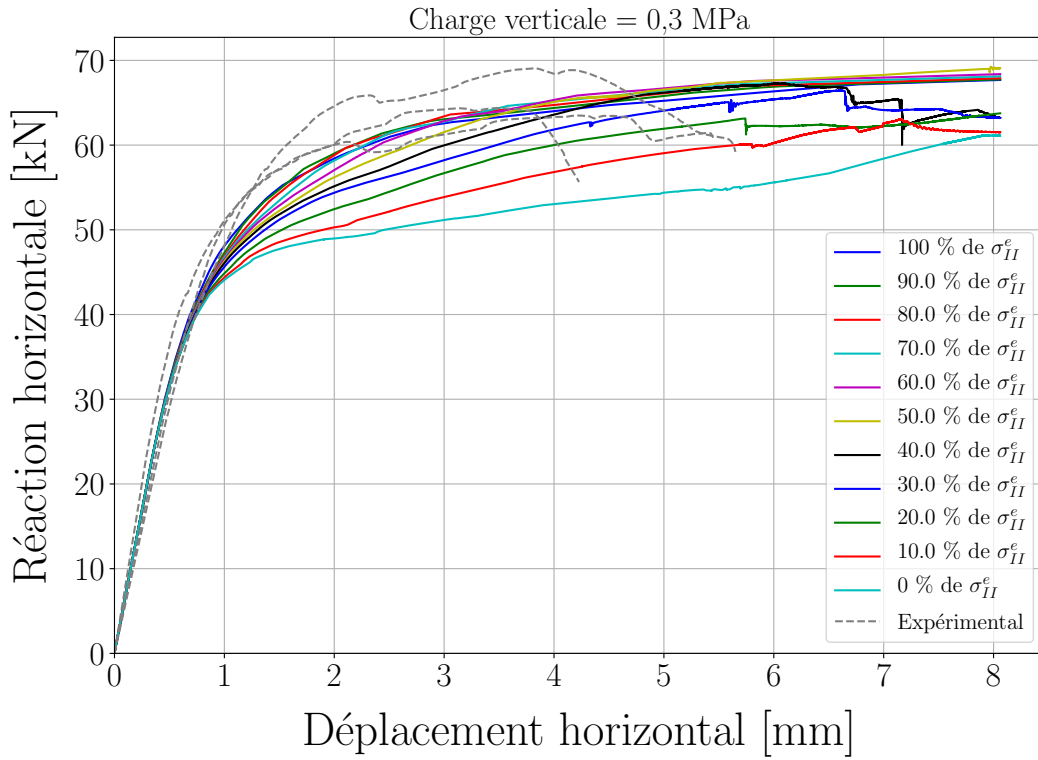
FIGURE 4.21 – Evolution de la raideur initiale du modèle en fonction du module des blocs étendus E_{be} et du champ d'endommagement

Par ailleurs, on constate que plus le module des blocs étendu est faible, et par extension plus la raideur initiale du mur est faible (Figure 4.17b), moins le champ d'endommagement initial influence la raideur initiale du mur. Au regard du module des blocs étendus choisi ($E_{be} = 1,3$ GPa), nous ferons l'hypothèse que la raideur initiale du mur sera conservée quel que soit le champ d'endommagement initial.

4.4.2.2 Calage de la cinématique de ruine

Afin de déterminer la valeur du champ d'endommagement initial d_0 à appliquer à la modélisation, 11 simulations numériques ont été réalisées par niveau de charge vertical $\sigma_N = \{0,3, 0,4, 0,5\}$ MPa. La variable d'endommagement initial est appliquée à l'ensemble des points de contact présents dans la simulation numérique lors du premier pas de calcul. Dans cette étude, les valeurs de d_0 testées seront évaluées en fonction de la résistance en cisaillement $\sigma_{II}^{d_0}$ correspondante. Ainsi, les valeurs de d_0 appliquées correspondent à une diminution de la résistance cohésive de Mode II σ_{II}^e allant de 0% ($d_0 = 0$) à 100% ($d_0 = 1$) avec un pas de 10%. Etant donné que (i) la variable d'endommagement d_0 est commune aux deux modes purs I et II et que (ii) l'évolution σ_{II}^e vs. d est différente de l'évolution σ_I^e vs. d , les propriétés cohésives des Mode I et II ne seront pas dégradées de

la même manière. Cependant, comme le modèle décrit la réponse d'un panneau soumis principalement à une sollicitation de cisaillement, il semble plus approprié de faire évoluer le champ d'endommagement d_0 en fonction du paramètre cohésif de Mode II σ_{II}^e . Les réponses réaction horizontale *vs.* déplacement horizontal obtenues pour les différents champs d'endommagement initial uniforme et niveaux de charge verticale sont illustrées en Figure [4.22](#).



(a)

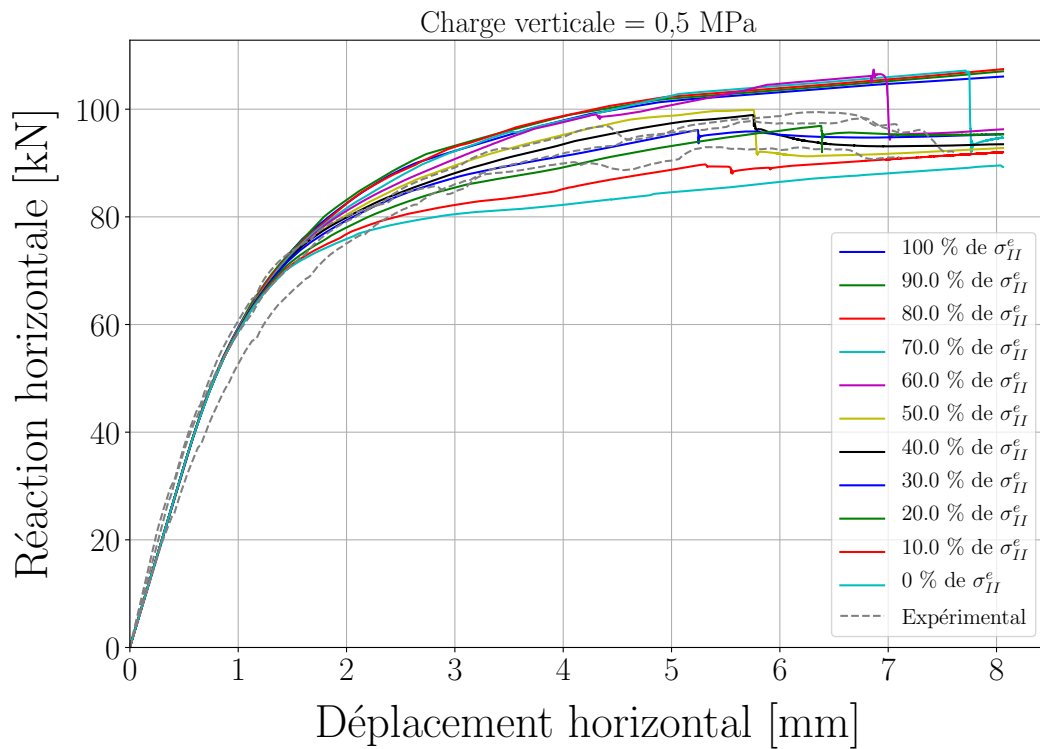
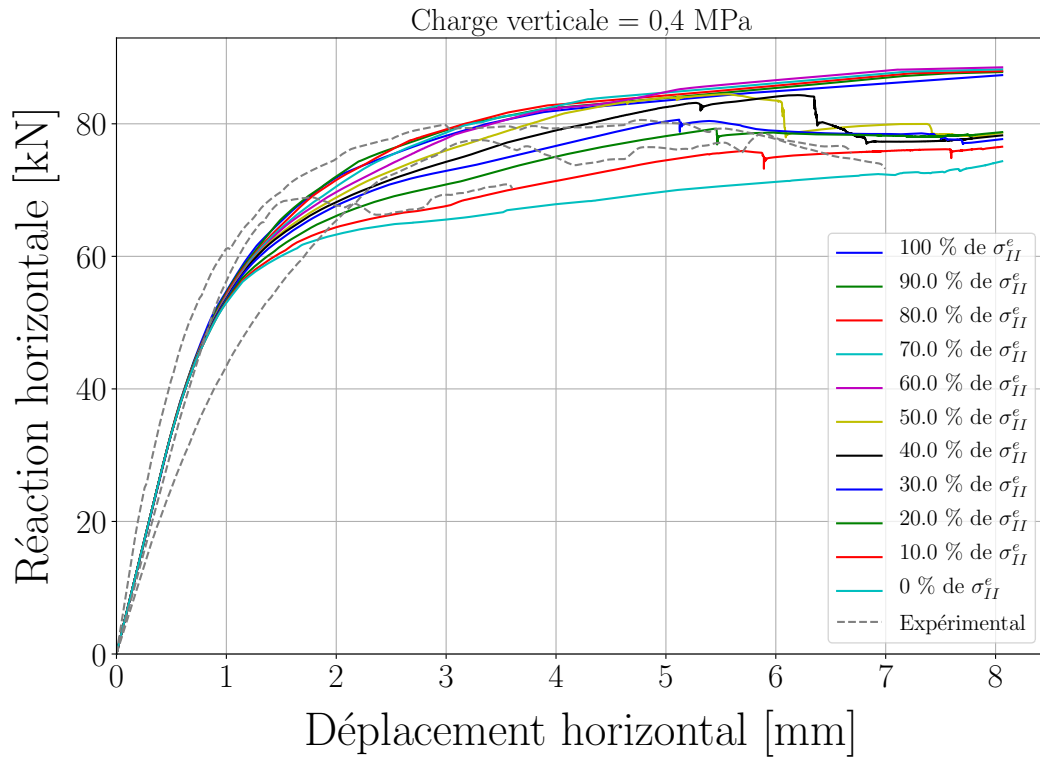


FIGURE 4.22 – Influence d'un champ d'endommagement initial sur la réponse en cisaillement pour (a) $\sigma_N = 0,3\text{MPa}$, (b) $\sigma_N = 0,4\text{MPa}$ et (c) $\sigma_N = 0,5\text{MPa}$

L'observation des réponses reportées en Figure 4.22 montre que, comme attendu, le champ d'endommagement initial n'influence pas la raideur initiale du mur dans le cas d'un module d'élasticité des blocs étendus faible (cf. Figure 4.21). En revanche, on peut observer que la chute de la réponse $F-\delta$ associée au développement de la fissure diagonale, ainsi que l'amplitude de la réaction horizontale, sont fortement influencées par la valeur du champ d'endommagement initial. Ainsi, un champ d'endommagement initial correspondant à 40% de σ_{II}^e (soit $d_0 = 0,9995$) permet d'obtenir une bonne représentation des réponses expérimentales quel que soit le niveau de charge verticale. Les 3 paramètres cohésifs résiduels correspondant à l'endommagement initial $d_0 = 0,9995$ sont résumés dans le Tableau 4.5.

$d_0 = 0.9995$ (40% de σ_{II}^e)				
	Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Mode I	Raideur initiale	$K_I^{d_0}$	6.0×10^7	Pa/m
	Contrainte maximale	$\sigma_I^{d_0}$	0.007	MPa
	Énergie cohésive	$Gf_I^{d_0}$	0.84	J/m ²
Mode II	Raideur initiale	$K_{II}^{d_0}$	1.4×10^8	Pa/m
	Contrainte maximale	$\sigma_{II}^{d_0}$	0.11	MPa
	Énergie cohésive	$Gf_{II}^{d_0}$	116.7	J/m ²

Tableau 4.5 – Paramètres endommagés du FCZM

Au regard des réponses obtenues par le modèle, illustrées en Figure 4.22 le comportement mécanique du mur semble être décrit avec une précision raisonnable. Sur cette base, les champs de déplacements ainsi que le développement de l'endommagement obtenus par la modélisation sont confrontés aux résultats expérimentaux dans la partie suivante.

4.4.3 Confrontations des réponses en cisaillement et des champs de déplacements numériques et expérimentaux

Dans les parties précédentes, nous avons détaillé la méthodologie utilisée pour le calage de la modélisation aux éléments discrets à partir des courbes enveloppes expérimentales. La Figure 4.23 présente les résultats numériques, réaction horizontale *vs.* déplacement horizontal en tête de mur, pour les trois niveaux de charge verticale testés expérimentalement (0.3, 0.4 et 0.5 MPa). On constate, qu'une fois le module des blocs étendus adapté et le champ d'endommagement initial appliqué, le modèle décrit avec une précision raisonnable la réponse en cisaillement des murs testés. En effet, on retrouve les éléments décrivant la statique et la cinématique de ruine observés expérimentalement. Dans la suite de cette partie, le comportement mécanique d'un mur, pour un niveau de charge, est détaillé en étudiant les trajets de fissuration ainsi que les énergies instantanées dissipées.

4.4.3.1 Représentation des mécanismes de ruine à partir des champs de déplacements

Dans un souci de synthèse, nous allons décrire ici le comportement à rupture obtenu par la modélisation pour un niveau de charge $\sigma_N = 0,5$ MPa et le confronter aux résultats

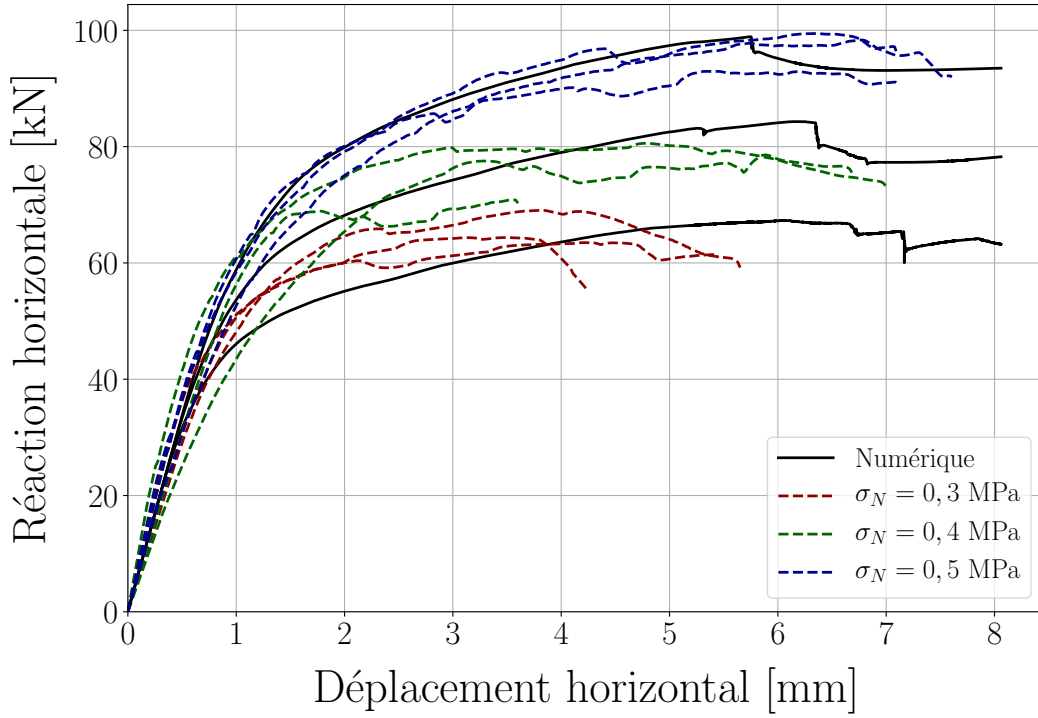


FIGURE 4.23 – Résultats de référence des simulations numériques aux éléments discrets des panneaux maçonneries testés sous 3 niveaux de charge verticale

de l'essai expérimental décrit dans la Partie 4.3.2. La Figure 4.24 présente les réponses force horizontale *vs.* déplacement horizontal, expérimentales et numériques obtenues pour un niveau de charge $\sigma_N = 0,5$ MPa et un champ d'endommagement initial homogène $d_0 = 0,9995$. Numériquement, nous présenterons les champs de déplacements horizontaux (U) des points (1), (2), (3) et (4), tandis qu'une confrontation numérique *vs.* expérimentale des champs de déplacements horizontaux (U) et verticaux (V) est proposé aux points (A) et (B).

Afin d'évaluer l'évolution de l'endommagement, la Figure 4.25 propose une représentation des champs de déplacements horizontaux ainsi que de l'endommagement des points de contact au cours de l'essai pour les 4 points évoqués précédemment. Dans un souci de visibilité, les points de contact sont affichés uniquement si l'endommagement est supérieur au champ d'endommagement initial $d_0 = 0,9995$.

On constate dans un premier temps (Figure 4.25a) que l'endommagement n'évolue pas dans la phase élastique du mur. Cependant, on remarque des déplacements relatifs entre certains ensembles de blocs pouvant s'expliquer par la diminution de la raideur initiale endommagée Ki^{d_0} , où $i = \{I, II\}$, favorisant les déplacements élastiques internes.

Au niveau du point (2) (Fig. 4.25b), l'endommagement progresse dans les interfaces sollicitées en Mode I, *i.e.* notamment au niveau des joints verticaux. Cela comprend l'interface horizontale en pied de mur, déjà observée expérimentalement (Partie 4.3.2), ainsi que les interfaces verticales le long de la diagonale du mur.

Au point (3), la rotation dans le plan du mur conduit à un endommagement diffus

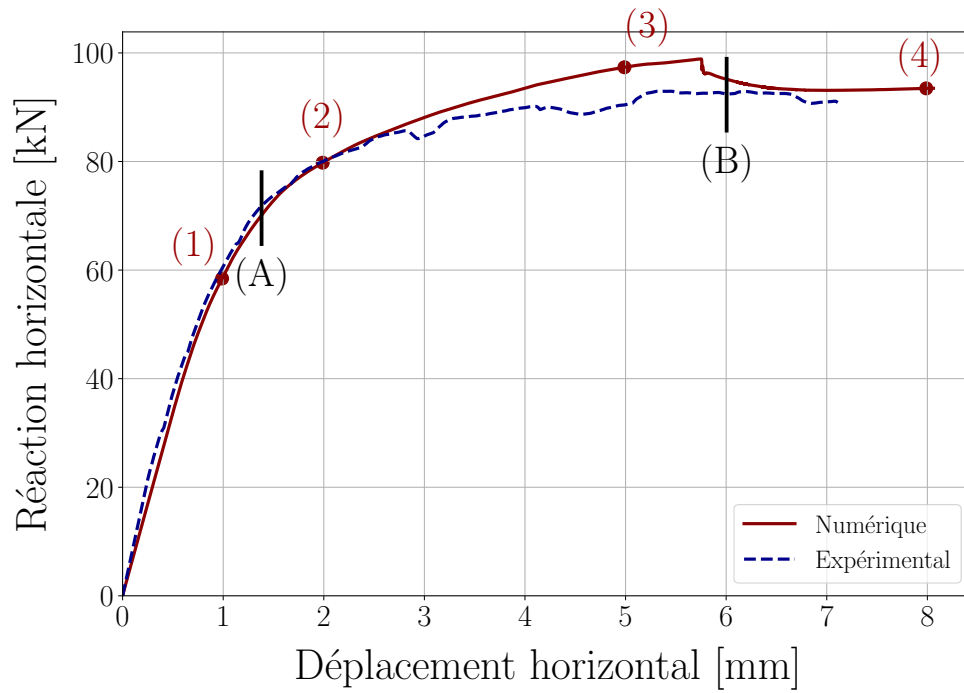


FIGURE 4.24 – Réponses numérique et expérimental pour le niveau de charge $\sigma_N = 0,5\text{MPa}$

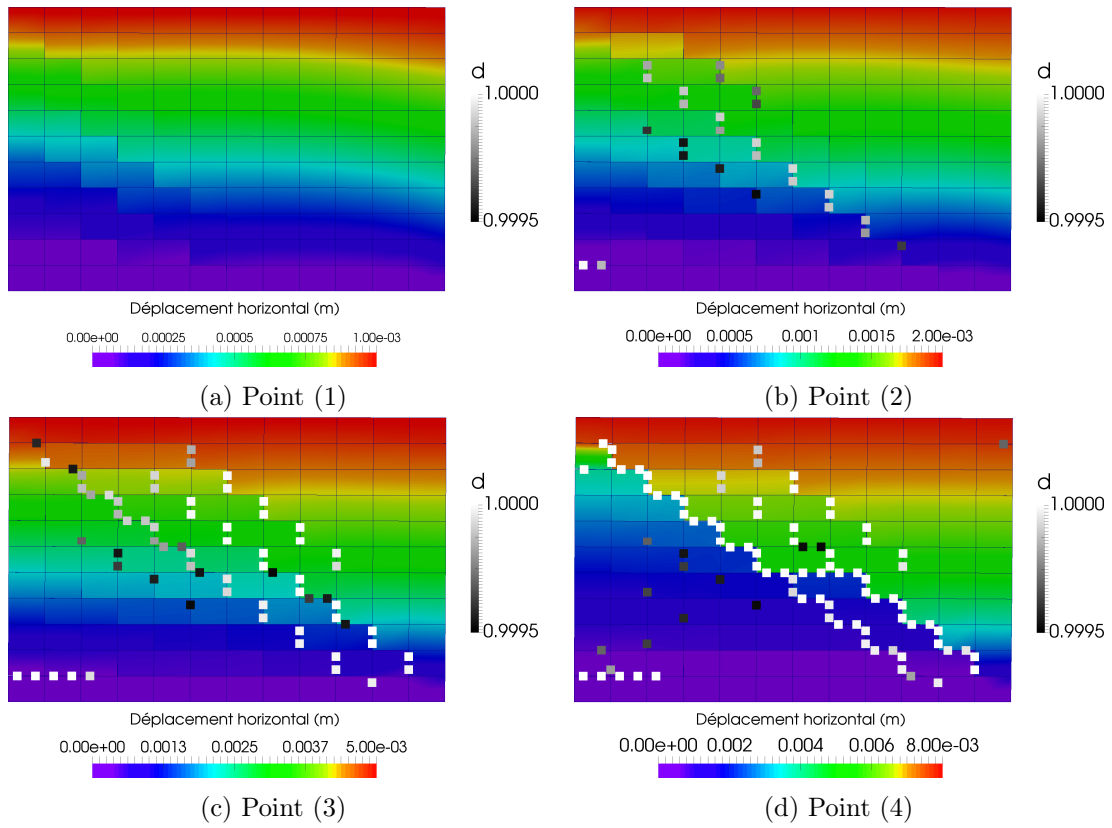


FIGURE 4.25 – Champs de déplacements horizontaux simulés

du coin supérieur gauche vers le coin inférieur droit (Fig. 4.25c). Plus le déplacement de cisaillement augmente, plus cet endommagement va se localiser pour former une fissure diagonale (Fig. 4.25d). On constate ainsi une chute de résistance sur la réponse $F - \delta$ qui est due à la rupture brutale de certaines interfaces.

Afin de confronter ces cinématiques de ruine simulées à l'expérimental, la Figure 4.26 se propose de présenter les champs horizontaux U et verticaux V expérimentaux et numériques aux points (A) et (B). On constate que la modélisation décrit correctement la cinématique horizontale. Les mouvements de blocs sont similaires et les déplacements associés sont cohérents avec les résultats issus de la CIN. De plus, la cinématique verticale est également fidèle aux résultats expérimentaux. Cependant, comme évoqué précédemment, le déplacement vertical obtenu numériquement est supérieur à celui obtenu expérimentalement.

Notons également qu'en fin d'essai, lorsque la contrainte normale transmise au premier lit de pierre est la plus élevée, une rupture des blocs les plus sollicités est observée expérimentalement. Ce comportement ne peut pas être décrit par la modélisation proposée car les blocs ont un comportement élastique isotrope non-endommageable. On a donc un frottement constant de la partie supérieure du mur sur quelques points de contact situés dans le coin inférieur droit. Ce comportement n'étant pas physiquement cohérent dans notre cas, au vu de la résistance réelle des blocs, il est inutile d'étudier le comportement global du mur après le déclenchement de la fissuration diagonale. Toutefois, au regard des champs de déplacements étudiés dans cette partie, les trajets de fissuration numériques ainsi que les réponses $F - \delta$ montrent que le modèle proposé décrit le comportement mécanique du mur avec une bonne précision.

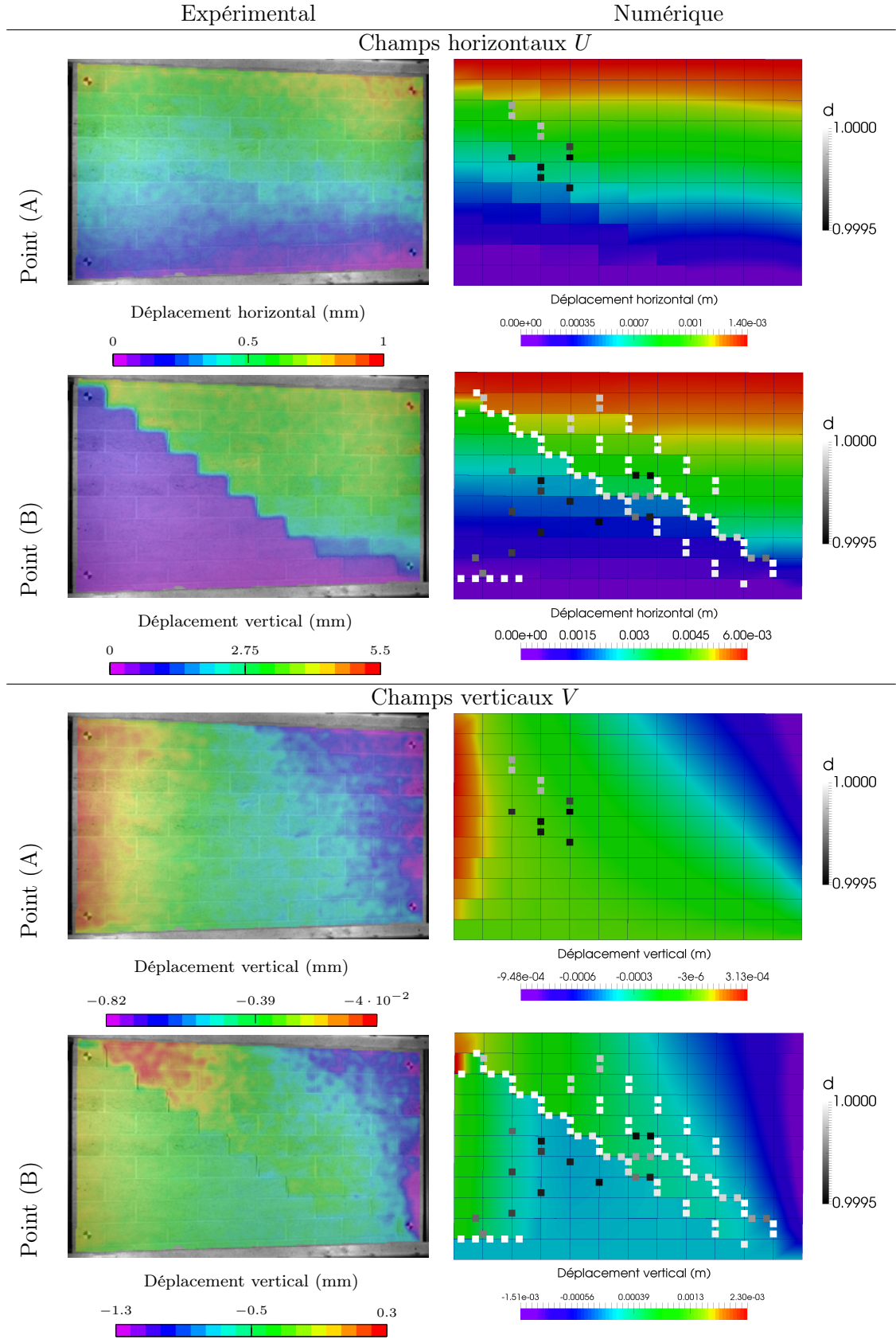


FIGURE 4.26 – Confrontation des champs de déplacements horizontaux U et verticaux V expérimentaux et numériques pour les points (A) et (B) [Fig. 4.24]

4.4.3.2 Etude des énergies dissipées

De manière analogue à ce qui a été présenté dans le Chapitre 3, il est possible, de calculer en chaque point de contact, les énergies dissipées au cours de la simulation. Dans cette partie, une étude de ces énergies dissipées instantanées [en Joules], *i.e.* entre les pas de calcul i et $i - 1$ est proposée afin de mettre en évidence les différents mécanismes dissipatifs. Dans la configuration de la modélisation détaillée précédemment, un pas de calcul correspond à un pas de déplacement en tête de mur de 1×10^{-4} mm. Deux types d'énergies sont calculées : l'énergie cohésive W_{I+II} et ses composantes de Mode I W_{II+II} et de Mode II W_{II+II} ($W_{I+II} = W_{II+II} + W_{II+II}$) et l'énergie dissipée par frottement W_μ . En Mode II, on distingue deux énergies cohésives. Si l'interface est en traction, on la notera W_{II+II}^+ et si l'interface est en compression, on la notera W_{II+II}^- . Cela permettra de valider la gestion de la mixité ainsi que le couplage cohésif-frictionnel proposé. Par conséquent, l'énergie totale dissipée en Mode II, $W_{II+II} = W_{II+II}^+ + W_{II+II}^-$.

Energies dissipées globalement

La Figure 4.27 représente les énergies cumulées en fonction du déplacement de cisaillement en tête de mur pour les trois niveaux de charge verticale σ_N , où $W_{total} = W_{I+II} + W_{II+II} + W_\mu$. En étudiant le comportement global des énergies, on constate que dans la phase élastique du mur, aucune énergie n'est dissipée. Ensuite, lorsque l'on quitte la phase élastique sur la réponse $F - \delta$, on remarque une dissipation progressive des énergies cohésives et frictionnelle. De plus, les instabilités évoquées précédemment sur la réponse en cisaillement s'observent également par des sauts d'énergies qui traduisent la rupture brutale des interfaces.

On se propose de détailler ces comportements autour de plusieurs points :

- (1) l'énergie due au frottement se dissipe avant les énergies cohésives. En effet, comme évoqué précédemment, l'application d'un champ d'endommagement initial engendre un glissement au niveau de certains points de contact avant l'accroissement de l'endommagement au niveau de ces points. Par conséquent, dans la phase élastique du mur, on note une dissipation d'énergie par friction ($W_\mu > 0$) alors que $W_{II+II}^- = 0$.
- (2) l'énergie cohésive W_{II+II}^+ , correspondant à la composante de Mode II du Mode mixte traction + cisaillement, est supérieure à l'énergie cohésive W_{II+II}^- compression + cisaillement. Cela semble aller dans le sens des observations expérimentales proposées dans la partie précédente et renforce l'importance de la prise en compte du Mode mixte traction+cisaillement dans le comportement à rupture d'une maçonnerie.
- (3) la part du frottement sur l'énergie totale dissipée W_{total} est nettement supérieure à la part cohésive.

Le Tableau 4.6 présente l'énergie dissipée de chaque composante du modèle en fin d'essai ainsi que la part de chaque type d'énergie dans l'énergie totale dissipée. On constate que plus la charge verticale σ_N augmente, plus l'énergie dissipée au niveau des interfaces aug-

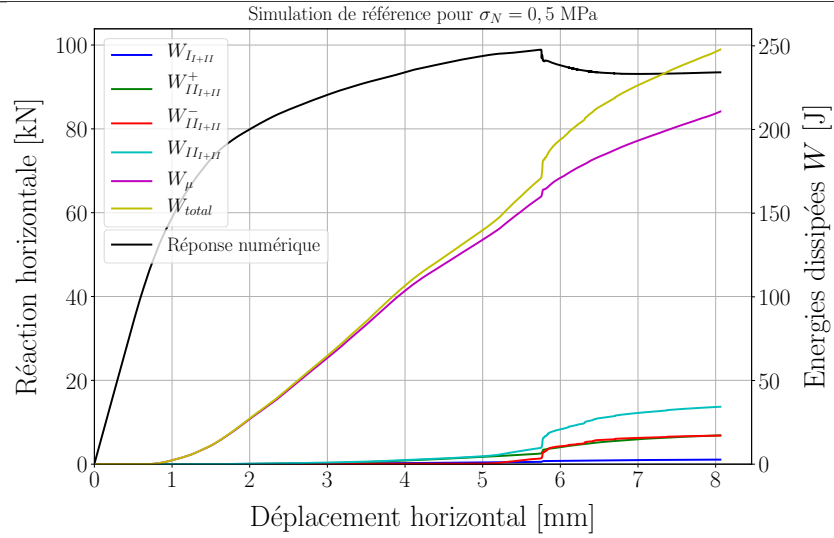
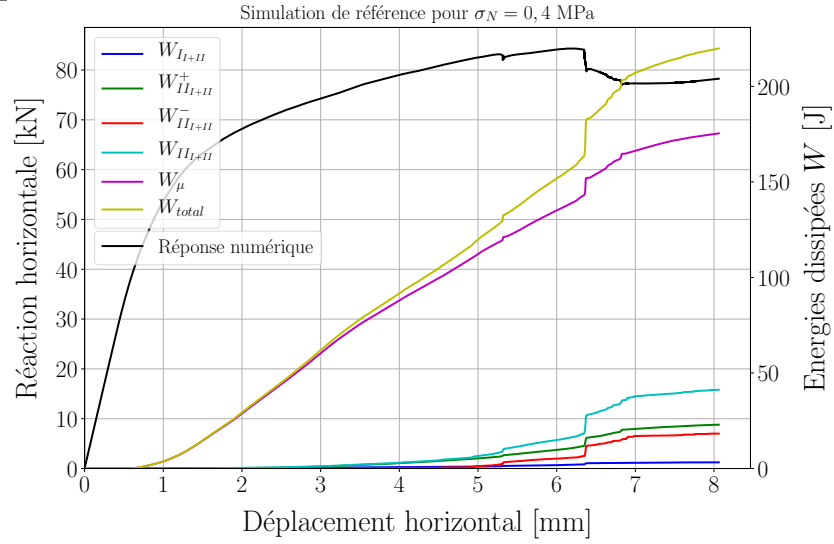
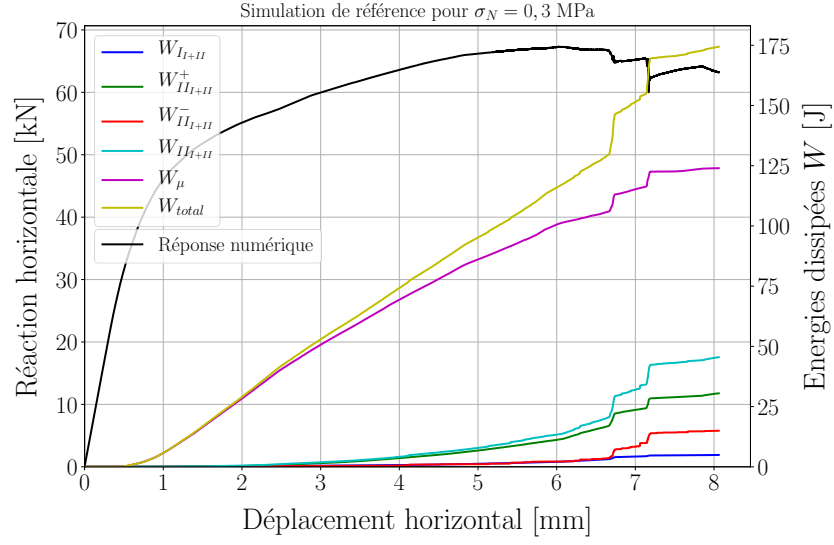


FIGURE 4.27 – Cumul des énergies dissipées durant la simulation numérique

mente (Fig. 4.27 et Tab. 4.6). Au regard du Tableau 4.6, cette augmentation de l'énergie totale dissipée est principalement due à l'augmentation de l'énergie frictionnelle dissipée. En effet, on constate que, si la dissipation d'énergie cohésive augmente avec σ_N , la part des énergies cohésives par rapport à l'énergie totale diminue au profit de l'augmentation de l'énergie frictionnelle. Cette modélisation permet de valider ce couplage à l'échelle macroscopique en décrivant avec une précision raisonnable la réponse en cisaillement pour trois niveaux de charge et en associant majoritairement cette augmentation de résistance à l'augmentation de l'énergie frictionnelle dissipée.

Type d'énergie dissipée	Valeurs [J]		
	$\sigma_N = 0,3\text{MPa}$	$\sigma_N = 0,4\text{MPa}$	$\sigma_N = 0,5\text{MPa}$
W_{ModeI}	4,9	3,2	2,7
W_{ModeII}^+	30,5	22,9	17,2
W_{ModeII}^-	15,0	18,3	17,1
W_μ	124,0	175,4	210,0
W_{total}	174,4	219,8	247,0
Part des énergies dissipées sur l'énergie totale			
Part du Mode I	2,8 %	1,5 %	1,1 %
Part du Mode II	26,1 %	18,7 %	13,9 %
Part du frictionnel	71,1 %	79,8 %	85,0 %

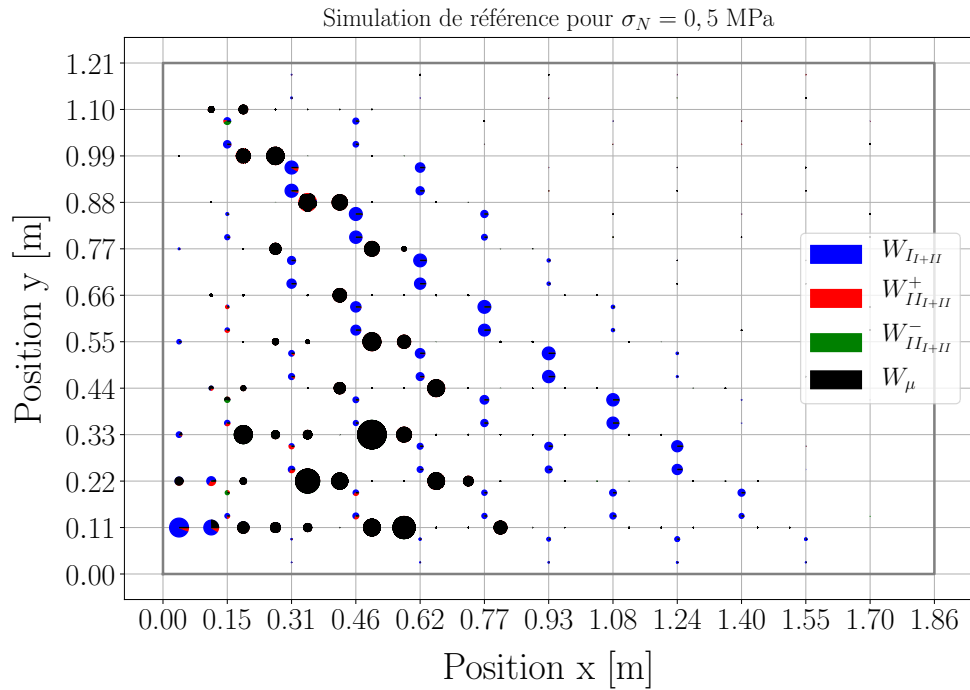
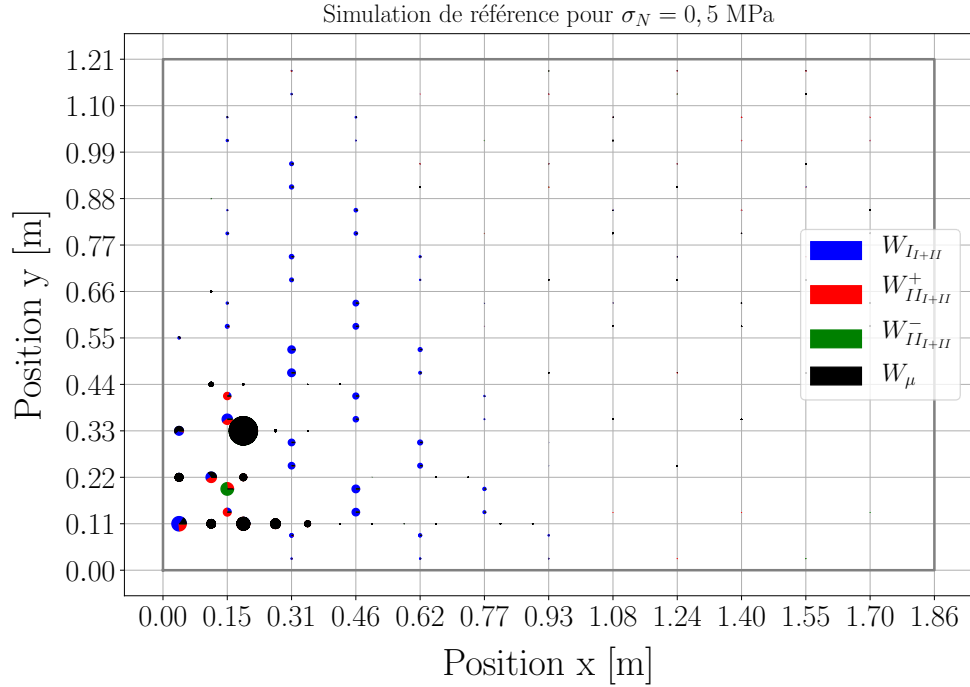
Tableau 4.6 – Bilan des énergies dissipées en fin de modélisation

Energies dissipées localisées

Afin d'expliquer le processus d'endommagement, une représentation de l'énergie cumulée par point de contact est proposée en Figure 4.28 à différentes valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ . Sur cette figure, chaque point de contact est positionné selon ses coordonnées horizontale (x) et verticale (y) et le diamètre du disque ϕ , représentant l'énergie dissipée, est normalisé par rapport au point de contact ayant dissipé le plus d'énergie (nommé ϕ_{max}). A titre indicatif, l'énergie associée à ce point de contact est renseignée en légende de chaque graphique. Notons que ces résultats proviennent de la simulation de référence pour $\sigma_N = 0,5\text{MPa}$ dont la réponse en cisaillement est présentée en Figure 4.24.

On remarque dans un premier temps (Fig. 4.28a), que l'endommagement en pied de mur ainsi que celui des interfaces verticales est bien provoqué par une rupture en traction (disque bleu correspondant à 100% de W_{I+II}). Lorsque le déplacement de cisaillement augmente (Fig. 4.28b), on constate également que la majorité des interfaces horizontales, qui sont sollicitées en compression+cisaillement dissipent uniquement de l'énergie frictionnelle. La Figure 4.28c permet d'étudier le changement de sollicitation en pied de mur et le long de la fissure diagonale. Dans le premier cas, les interfaces horizontales, qui étaient initialement sollicitées en compression+cisaillement, sont désormais sollicitées en Mode mixte et dissipent donc de l'énergie W_{II+II}^+ . Dans le second cas, la rotation de la partie supérieure du mur tend à solliciter les interfaces verticales en cisaillement, ce qui provoque également une dissipation d'énergie de Mode mixte. Enfin, deux comportements sont observables sur la Figure 4.28d. La fissure diagonale est principalement pilotée par l'énergie frictionnelle

et l'énergie cohésive de Mode mixte traction+cisaillement, tandis que l'endommagement diffus qui l'entoure est dû à une sollicitation de Mode mixte compression+cisaillement (W_{II+II}^- et W_μ).



Une représentation des énergies par point de contact est également proposée en fin d'essai (déplacement en tête de mur $\delta = 8$ mm) pour les trois niveaux de charge verticale (Figure 4.29). Comme évoqué précédemment, le diamètre maximal des disques est adapté

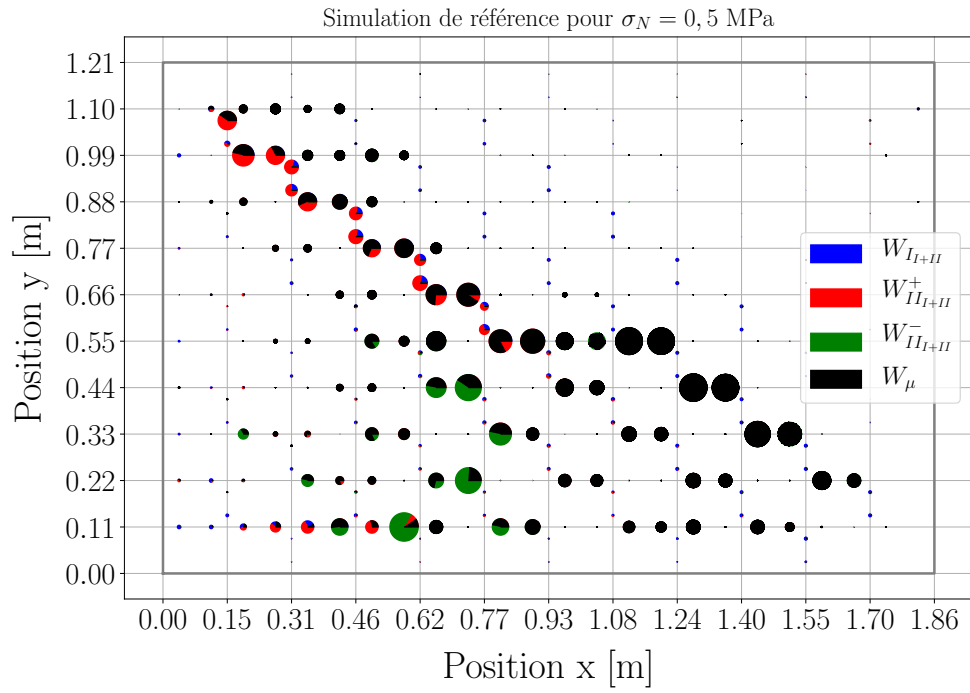
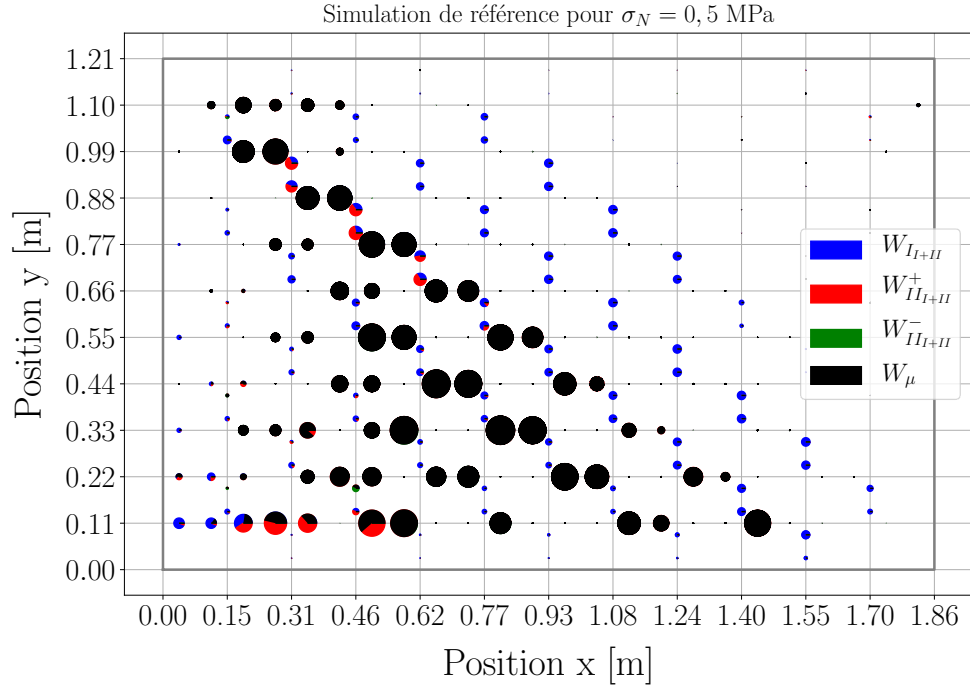
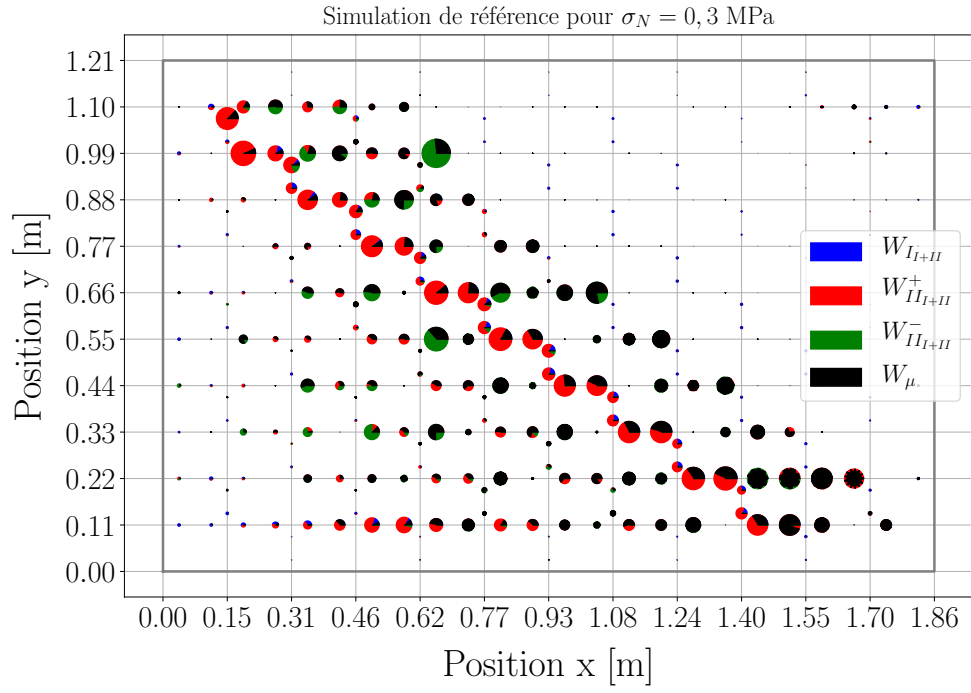


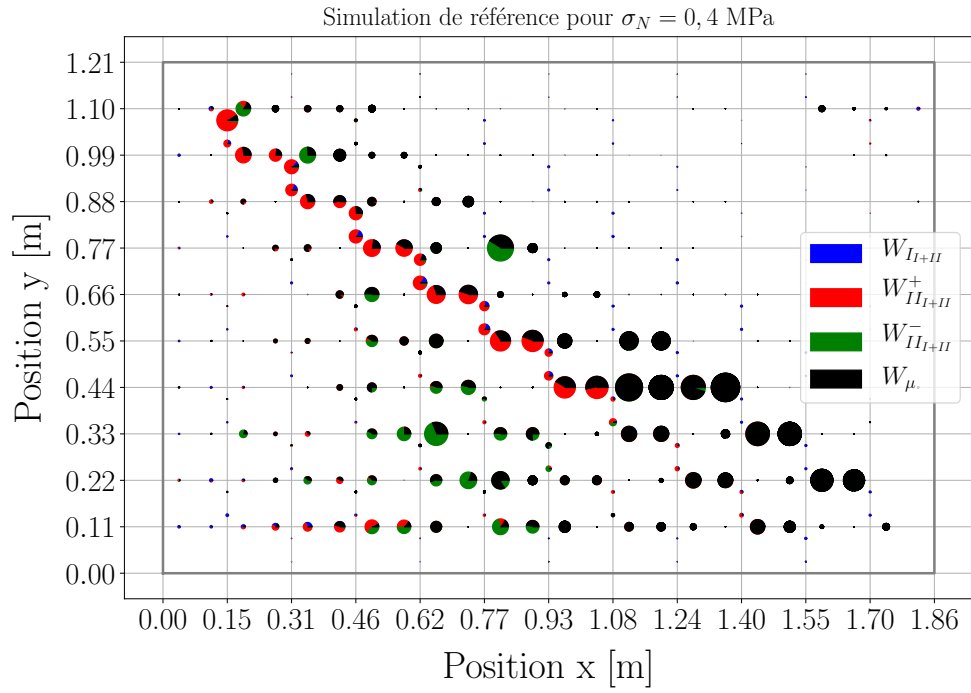
FIGURE 4.28 – Représentation des énergies cumulées aux points de contact pour (a) $\delta = 1$ mm, (b) $\delta = 2$ mm, (c) $\delta = 4$ mm et (d) $\delta = 6$ mm

à chaque graphique et correspond à 10,8 J pour $\sigma_N = 0,3$ MPa, 11,9 J pour $\sigma_N = 0,4$ MPa et 10,0 J pour $\sigma_N = 0,5$ MPa. Cette représentation permet d'étudier la part d'énergie frictionnelle sur l'énergie totale ainsi que sa localisation. On remarque que plus la charge

verticale est élevée, plus la fissuration diagonale dissipe de l'énergie frictionnelle.



(a)



(b)

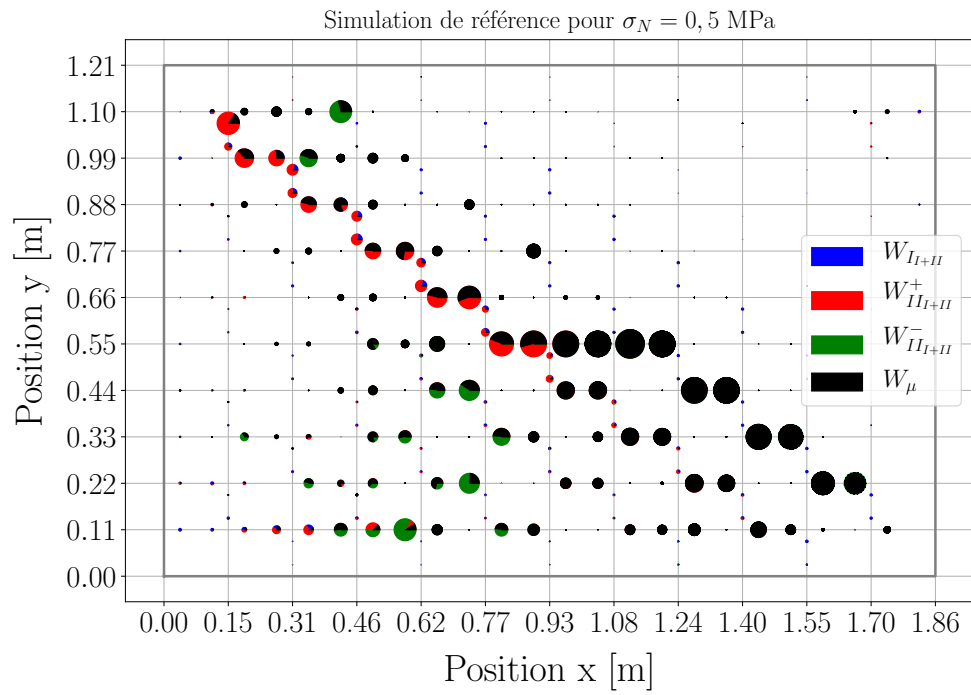


FIGURE 4.29 – Localisation et visualisation de la part de chaque énergie sur l'énergie totale dissipée en fin d'essai ($\delta = 8$ mm) pour (a) $\sigma_N = 0,3$ MPa, (b) $\sigma_N = 0,4$ MPa et (c) $\sigma_N = 0,5$ MPa

4.5 Conclusion

L’objectif principal de ce chapitre est la validation numérique, à l’échelle macroscopique, du modèle de zone cohésive frictionnelle développé dans cette thèse. Trois parties ont ainsi été développées.

La campagne expérimentale visant à identifier le comportement mécanique de panneaux maçonnés soumis au cisaillement sous charge verticale constante a tout d’abord été présentée. La première difficulté d’une telle campagne d’essai réside dans la mise en place de conditions limites et de chargements suffisamment précis pour être reproductibles numériquement. La deuxième difficulté est la mise en place d’une instrumentation capable d’identifier la cinématique d’un objet de grandes dimensions. Pour cela, une méthode de corrélation d’images numériques a été utilisée, permettant de déterminer les champs de déplacements et de déformations en tout point du mur avec une précision raisonnable.

La deuxième partie a été consacrée à la présentation des résultats expérimentaux. Une étude simultanée des réponses en cisaillement et des champs de déplacements et de déformations a permis d’identifier le comportement mécanique des murs testés jusqu’à leur ruine. Trois phases ont pu être observées : le domaine linéaire, le développement d’une fissure en pied suivi d’un soulèvement du panneau et la fissuration diagonale jusqu’à rupture brutale du panneau. Les 9 murs testés ont permis de montrer la répétabilité des conditions aux limites mises en place ainsi que la dépendance du comportement mécanique à la charge verticale initiale.

La dernière partie a dans un premier temps permis de présenter la modélisation discrète réalisée avec le code de calcul LMGC90, dans lequel le FCZM a été implémenté. Cette modélisation s’inscrit dans une approche mésoscopique en couplant la méthode aux éléments finis (modèle élastique des blocs étendus) et la méthode aux éléments discrets (modèle de zone cohésive frictionnelle des interfaces). Dans un second temps, nous avons présenté les stratégies de modélisation utilisées visant à faire correspondre les cinématiques numérique et expérimentale. Le module des blocs étendus a été adapté et une méthode de diminution des propriétés cohésives, par l’application d’un endommagement initial uniforme, a été proposée. Les réponses simulées en cisaillement, les champs de déplacements et les profils de rupture obtenus numériquement ont finalement été confrontés aux résultats expérimentaux.

Cette partie a permis de montrer que le FCZM proposé est capable de décrire avec une précision raisonnable le comportement mécanique complexe d’un panneau maçonné soumis au cisaillement. Le modèle décrit convenablement la statique (résistance au cisaillement) et la cinématique (raideur initiale, fissuration en pied de mur et fissuration diagonale). De plus, les profils de rupture montrent une bonne correspondance avec ceux observés expérimentalement. Le modèle respecte les différentes fissurations observées ainsi que le déplacement en tête de mur lié à l’enclenchement de ces dernières. Enfin, l’étude des énergies dissipées a permis de mettre en évidence la part des comportements cohésifs de modes purs et frictionnel dans les différentes phases d’endommagement.

Chapitre 5

Sensibilité des paramètres de la modélisation discrète des panneaux

Sommaire

5.1 Introduction	148
5.2 Étude de sensibilité des paramètres du modèle	148
5.2.1 Sensibilité des paramètres cohésifs de Mode I et de Mode II	148
5.2.2 Sensibilité du coefficient de frottement	153
5.3 Influence d'un champ d'endommagement initial non uniforme	156
5.3.1 Génération d'un champ de lois cohésives hétérogène	157
5.3.2 Résultats	157
5.4 Conclusion	162

5.1 Introduction

Nous avons vu dans le chapitre précédent que le modèle de zone cohésive-frictionnelle (FCZM) est capable de décrire avec une précision raisonnable, l'endommagement complexe des interfaces pierre-mortier lors d'un essai de cisaillement sous charge verticale constante sur un panneau maçonné. Afin d'identifier l'influence de chaque paramètre du modèle sur le comportement global du mur en cisaillement, une étude de sensibilité de la réponse du mur vis-à-vis des paramètres est proposée dans cette partie.

La première partie nous permettra d'étudier séparément l'influence des paramètres de modes purs tels que les résistances et les énergies de rupture. Pour cela, on se propose de faire varier chaque paramètre selon l'écart-type observé expérimentalement. Ensuite, une étude de sensibilité du coefficient de frottement sera réalisée. Les énergies dissipées cohésive et frictionnelle seront analysées afin d'étudier l'influence du frottement sur le comportement du mur en compression+cisaillement.

Dans la seconde partie, on étudiera l'influence d'un champ d'endommagement initial non homogène (mais de moyenne égale à celle des simulations de référence) sur la réponse mécanique du mur.

5.2 Étude de sensibilité des paramètres du modèle

5.2.1 Sensibilité des paramètres cohésifs de Mode I et de Mode II

Cette partie se propose d'étudier la sensibilité des paramètres cohésifs afin d'évaluer l'influence de chaque paramètre sur la réponse en cisaillement et sur l'apparition des mécanismes de ruine. Afin de limiter le nombre de simulations numériques à réaliser, seules les résistances de Mode I (σ_{II}^e) et de Mode II (σ_{II}^e), ainsi que les énergies de rupture de Mode I (G_{fI}) et II (G_{fII}) seront modifiées. Les raideurs initiales de Mode I et II ainsi que le paramètre p sont exclus de cette étude. Comme évoqué précédemment, le but de cette partie est d'identifier l'influence des paramètres cohésifs sur la réponse globale, cependant, la raideur initiale modifie l'allure générale de la loi cohésive, *i.e.* le domaine élastique et la partie adoucissante, ce qui rend complexe l'interprétation des résultats. De plus, la valeur du paramètre p étant liée à celle de la raideur initiale, une modification arbitraire et simultanée de ces paramètres risque de conduire à une allure aberrante de la contrainte totale de cisaillement lors d'une sollicitation de compression et cisaillement.

Chaque paramètre mécanique de cette étude ($\sigma_{II}^e, \sigma_{II}^e, G_{fI}, G_{fII}$) pourra prendre trois valeurs, pour un total de 81 combinaisons possibles par niveau de charge verticale σ_N . Les valeurs minimale et maximale sont choisies à $\pm 30\%$ des valeurs moyennes, ce qui correspond à l'écart-type obtenu expérimentalement en Mode I (Partie 2.2.3). La méthode d'identification des paramètres cohésifs de Mode II, proposée dans le Chapitre 2, se base sur une courbe moyenne obtenue à partir de l'ensemble des courbes expérimentales. Cette méthode ne permettant pas d'obtenir l'écart-type expérimental, nous ferons l'hypothèse qu'il est similaire au Mode I. Les paramètres utilisés sont résumés dans le Tableau 5.1.

	Paramètre	Symbole	Valeurs			Unité
			Min	Réf	Max	
Mode I	Raideur initiale	K_I^0		1.2×10^{11}		Pa/m
	Contrainte maximale	σ_I^e	0.035	0.05	0.065	MPa
	Énergie cohésive	G_{fI}	2.1	3.0	3.9	J/m ²
Mode II	Raideur initiale	K_{II}^0		2.8×10^{11}		Pa/m
	Contrainte maximale	σ_{II}^e	0.19	0.27	0.35	MPa
	Énergie cohésive	G_{fII}	144.2	206.0	267.8	J/m ²
Paramètres frictionnels	Coefficient de frottement	μ		0.81		1
	Exposant de $f(d)$	p		10.8		1
	Charge verticale	σ_N	0.3	0.4	0.5	MPa

Tableau 5.1 – Paramètres du FCZM utilisés pour l'étude de sensibilité des paramètres cohésifs de Mode I et II

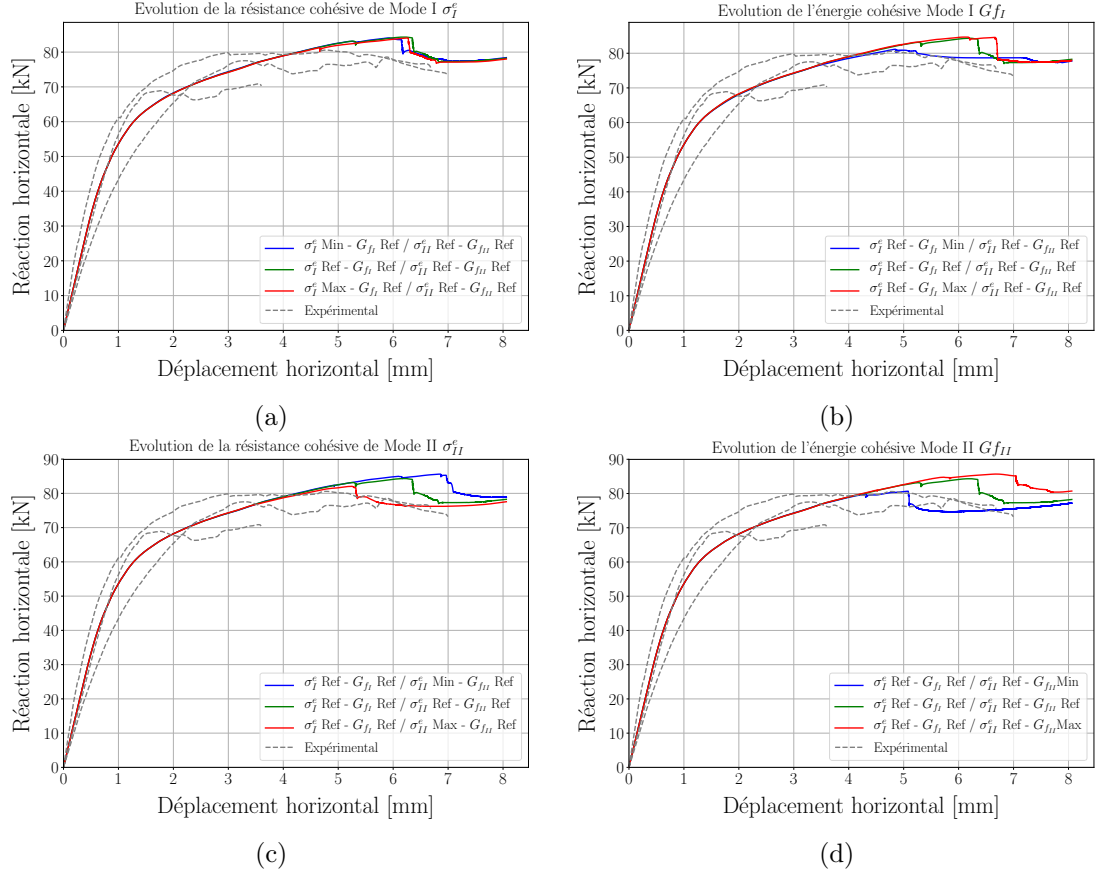


FIGURE 5.1 – Etude de sensibilité des paramètres cohésifs menée indépendamment sur (a) σ_I^e , (b) G_{fI} , (c) σ_{II}^e et (d) G_{fII} , pour $\sigma_N = 0,4$ MPa

La Figure 5.1 présente les courbes force-déplacement lorsque l'on fait varier un seul des 4 paramètres mécaniques : σ_I^e (Fig. 5.1a), G_{fI} (Fig. 5.1b), σ_{II}^e (Fig. 5.1c) et G_{fII} (Fig. 5.1d). Chaque paramètre prend sa valeur Min, Ref ou Max (valeurs du Tableau 5.1) tandis que les autres paramètres cohésifs sont fixés aux valeurs de référence. Nous nous focaliserons ici sur les combinaisons pour un niveau de charge $\sigma_N = 0,4$ MPa. En effet, les

observations faites à ce niveau de charge peuvent s'appliquer aux autres niveaux de charge, qui sont présentés en Annexe [E](#).

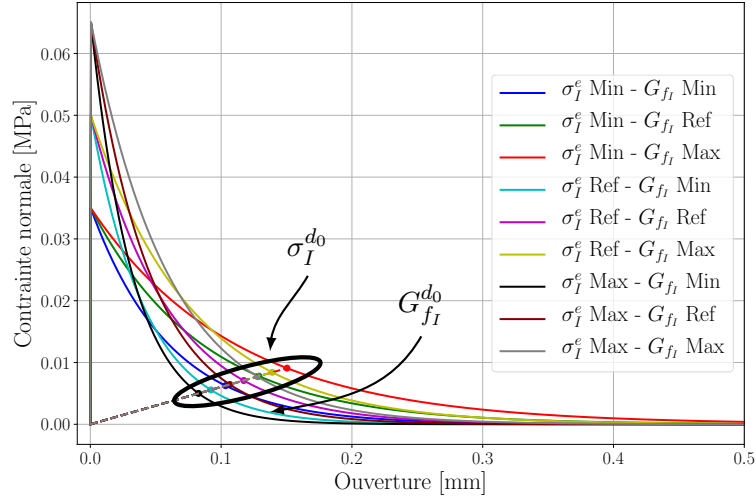
Dans un premier temps, on constate que la partie linéaire élastique de la réponse en cisaillement du mur n'est pas impactée par l'évolution des paramètres cohésifs du modèle. Notons que ce résultat était attendu au vu des résultats présentés dans le chapitre précédent (Partie [4.4.2.1](#)), et est probablement dû au module des blocs étendus utilisé. Nous avons vu dans cette partie qu'un champ d'endommagement initial $d_0 = 1$, ne modifiait pas la raideur initiale en cisaillement du mur. On constate cependant que les 4 paramètres ont une influence sur le déplacement relatif à l'enclenchement du deuxième mécanisme de ruine (fissuration diagonale) et donc sur l'effort de cisaillement maximum.

Dans un second temps, même si la plupart des joints verticaux fissurent par rupture cohésive de Mode I, il semble que la résistance de traction σ_I^e , avec les valeurs testées, ne soit pas un facteur déterminant dans la description de la fissuration en pied ou de la fissure diagonale pour les niveaux de charge verticale $\sigma_N = 0,4$ (Figure [5.1a](#)) et $0,5$ MPa (Figure [E.2a](#)) alors que l'influence de σ_I^e est plus significative pour $\sigma_N = 0,3$ MPa (Figure [E.1a](#)).

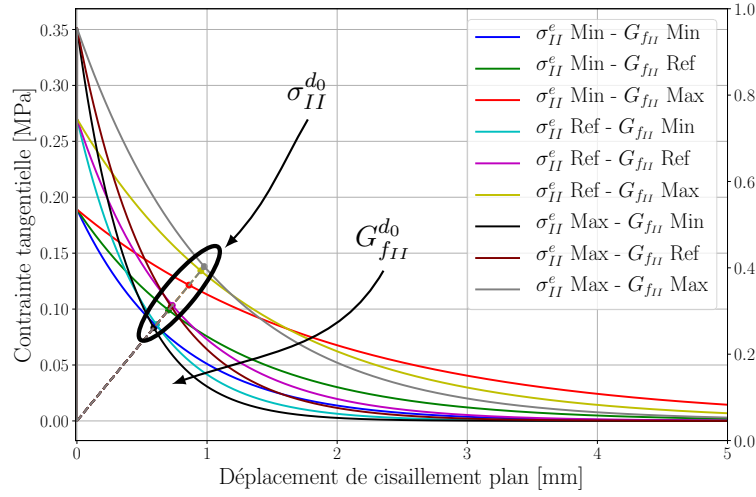
La variation de l'énergie de rupture de Mode I G_{fI} modifie également le déplacement lié à la fissuration diagonale du panneau (Figures [5.1b](#), [E.1b](#) et [E.2b](#)) et ce quelle que soit la valeur de σ_N . On constate une diminution des instabilités lorsque G_{fI} est faible et une augmentation de la résistance en cisaillement lorsque G_{fI} est élevée. Le Mode I est parfois négligé dans l'étude du comportement à rupture des maçonneries. Cependant, la propagation des fissures au sein des joints maçonnés fait suite à des mouvements d'ensemble de blocs qui ne peuvent pas être décrits si la résistance de Mode I est considérée comme nulle.

Dans un troisième temps, les Figures [5.1c](#) et [5.1d](#) permettent d'étudier l'influence des paramètres cohésifs de Mode II. On remarque que ces derniers ont plus d'influence sur la réponse $F - \delta$ que les paramètres de Mode I, ce qui semble aller dans le sens du comportement général observé dans le chapitre précédent. Plus l'énergie de rupture en Mode II est importante, plus la résistance en cisaillement du panneau est élevée. En revanche, on constate sur la Figure [5.1c](#) que la résistance en cisaillement du panneau est inversement proportionnelle à celle de la loi cohésive de Mode II. Ces résultats, qui semblent incohérents, sont en fait dus à l'application de l'endommagement initial d_0 qui modifie l'allure des lois cohésives résiduelles comparées à celles des lois initiales. Notons que la réponse obtenue pour σ_I^e Max se trouve entre les réponses relatives à σ_I^e Min et σ_I^e Ref (Fig. [5.1a](#)). De manière analogue, ce phénomène est une conséquence de l'endommagement initial $d_0 = 0,9995$.

Une représentation des lois cohésives de Mode I et de Mode II est proposée en Figure [5.2](#). On constate qu'une augmentation de la résistance de traction σ_I^e ou de cisaillement σ_{II}^e ne conduit pas nécessairement, du fait de l'endommagement initial d_0 , à une augmentation de la contrainte maximale résiduelle (notée $\sigma_i^{d_0}$). On remarque par exemple que la combinaison σ_I^e Max - G_{fI} Min conduit à une contrainte maximale résiduelle et une énergie cohésive résiduelle (à droite des pointillés, notée $G_{fi}^{d_0}$) plus faibles que celles de la combinaison σ_I^e



(a)



(b)

FIGURE 5.2 – Lois cohésives endommagées en (a) Mode I et (b) Mode II en fonction des combinaisons testées

Min - G_{fI} Max.

Les contraintes et énergies cohésives résiduelles associées à chaque combinaison des paramètres cohésifs sont résumées dans le Tableau 5.2. Au vu des résultats illustrés en Figure 5.2, nous émettons l'hypothèse que l'énergie de rupture résiduelle a plus d'influence que la résistance résiduelle sur la réponse du mur. Par conséquent, les combinaisons de paramètres cohésifs qui conduiront aux réponses maximales et minimales devraient correspondre aux combinaisons présentant les énergies cohésives résiduelles maximales et minimales.

On remarque en bleu les paramètres maximum et en rouge les paramètres minimum. La tendance semble être identique pour les deux modes purs I et II, la combinaison offrant la loi cohésive résiduelle la plus élevée, semble être la combinaison σ_i^e Min - G_{fi} Max, tandis que la loi cohésive résiduelle la plus faible est celle obtenue avec la combinaison σ_i^e Max - G_{fi} Min.

	Combinaison	$K_i^0(1 - d_0)$ [Pa/m]	$\sigma_i^{d_0}$ [MPa]	$G_{f_i}^{d_0}$ [J/m ²]
Mode I	σ_I^e Min - G_{f_I} Min	6.0×10^7	0.006	0.70
	σ_I^e Min - G_{f_I} Ref		0.008	1.17
	σ_I^e Min - G_{f_I} Max		0.009	1.69
	σ_I^e Ref - G_{f_I} Min		0.006	0.49
	σ_I^e Ref - G_{f_I} Ref.		0.007	0.84
	σ_I^e Ref - G_{f_I} Max		0.008	1.24
	σ_I^e Max - G_{f_I} Min		0.005	0.37
	σ_I^e Max - G_{f_I} Ref		0.006	0.64
	σ_I^e Max - G_{f_I} Max		0.008	0.95
Mode II	σ_{II}^e Min - $G_{f_{II}}$ Min	1.4×10^8	0.09	91.0
	σ_{II}^e Min - $G_{f_{II}}$ Ref		0.10	142.6
	σ_{II}^e Min - $G_{f_{II}}$ Max		0.12	278.5
	σ_{II}^e Ref - $G_{f_{II}}$ Min		0.09	72.2
	σ_{II}^e Ref - $G_{f_{II}}$ Ref		0.10	116.7
	σ_{II}^e Ref - $G_{f_{II}}$ Max		0.13	244.6
	σ_{II}^e Max - $G_{f_{II}}$ Min		0.08	58.8
	σ_{II}^e Max - $G_{f_{II}}$ Ref		0.10	96.9
	σ_{II}^e Max - $G_{f_{II}}$ Max		0.14	211.6

Tableau 5.2 – Paramètres cohésifs résiduels obtenus pour chaque combinaison

En Figure 5.3 sont représentés l'ensemble des réponses $F - \delta$ obtenues pour les 81 combinaisons de lois cohésives. Les courbes bleue et rouge représentent respectivement les lois cohésives conduisant aux énergies cohésives résiduelles minimales et maximales de Mode I et II. On remarque que les deux lois encadrent bien l'ensemble des réponses. De plus, on constate qu'aucune des combinaisons testées ne modifie le comportement en début de simulation, jusqu'à 3,5 mm. La raideur initiale ainsi que le développement de la fissure en pied ne sont donc pas impactés par la variation des paramètres cohésifs. Il semble que la forme de la réponse en cisaillement en début d'essai soit due aux paramètres géométriques du panneau, et par extension à la force nécessaire au soulèvement de ce dernier. En effet, vu que le soulèvement du panneau est dû à une rupture cohésive de traction et que les paramètres de Mode I testés n'ont pas d'impact sur ce comportement, il semble que le début de la réponse soit liée à la configuration géométrique, à la contrainte verticale initiale et au module des blocs étendus. En revanche, une résistance en traction nulle ne permettrait pas un soulèvement du panneau, ce qui aurait une influence sur la description de la partie non linéaire de la réponse au cisaillement (autour de 1 mm) (Partie 4.4.2.1, Figure 4.22).

Des combinaisons supplémentaires sont proposées en Figure 5.4 afin d'étudier l'importance des modes purs I et II dans la réponse globale. Les 4 courbes correspondent aux 4 combinaisons possibles liées aux lois max et min de chaque Mode I et II. On constate, en comparant les courbes Mode I Min / Mode II Min et Mode I Max / Mode II Min, que l'augmentation de la résistance en Mode I n'apporte pas beaucoup au comportement global. Cependant, au regard de la réponse pour Mode I Min / Mode II Max, lorsque la loi de Mode II passe de sa valeur Mode II Min à Mode II Max, la résistance en cisaillement

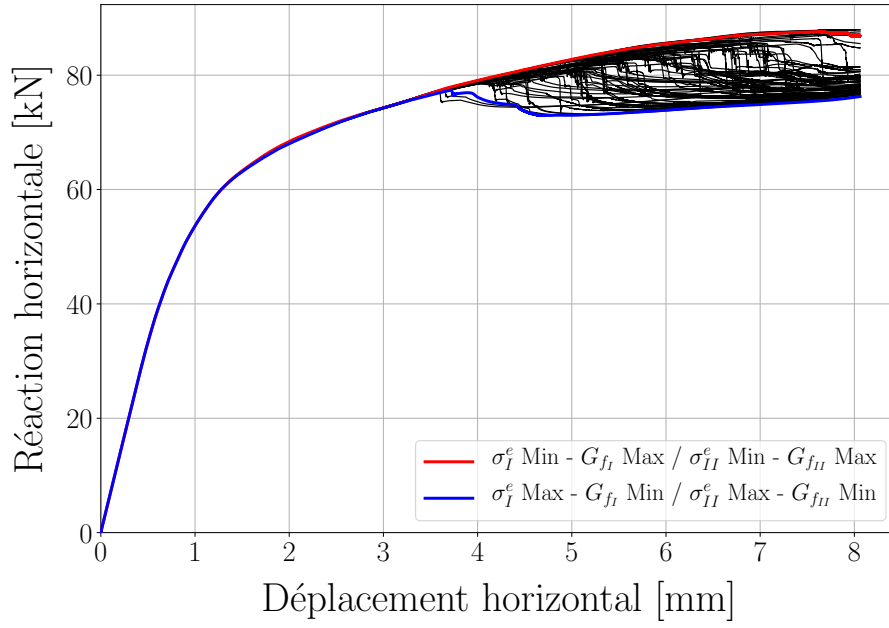


FIGURE 5.3 – Réponses $F - \delta$ des 81 combinaisons pour $\sigma_N = 0,4$ MPa

augmente d'environ 10%. Ce qui montre que même si le Mode I a une influence sur le déclenchement de la fissuration diagonale, le Mode II reste prédominant dans la résistance en cisaillement des panneaux maçonneries testés.

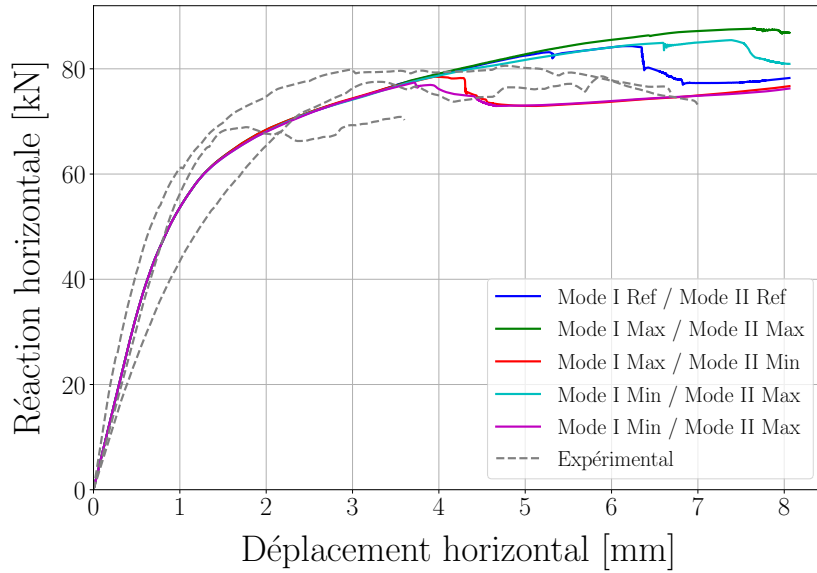


FIGURE 5.4 – Réponses $F - \delta$ numériques pour $\sigma_N = 0,4$ MPa

5.2.2 Sensibilité du coefficient de frottement

Le coefficient de frottement μ est déterminé par régression linéaire (avec une ordonnée à l'origine imposée à zéro) de la contrainte résiduelle en fonction de la contrainte nor-

male. Par conséquent, le nombre d'essais ainsi que le nombre de contraintes normales aux joints testés peut avoir une influence sur sa détermination. C'est pourquoi, nous allons voir dans cette partie, l'influence du coefficient de frottement sur la réponse numérique en cisaillement. Afin d'identifier l'écart-type du coefficient de frottement obtenu expérimentalement, on peut également déterminer, pour chaque essai de caractérisation présenté dans le Chapitre 2, le coefficient de frottement par l'expression $\mu = \tau^{\text{res}}/\sigma$, où τ^{res} la contrainte résiduelle lorsque l'interface est totalement rompue et σ la contrainte normale aux joints en fin d'essai. On obtient ainsi un coefficient de variation de 9,3%. Afin de conserver des valeurs de μ physiquement cohérentes, une variation de 10% de la valeur de référence ($\mu = 0,81$ [1]) est appliquée. La valeur minimale est donc prise à 0,73 tandis que la valeur maximale testée est de 0,89. L'ensemble des paramètres cohésifs sont maintenus à leurs valeurs de référence (Tableau 5.1). La Figure 5.5 présente les réponses $F - \delta$ pour ces trois valeurs de μ et pour chaque valeur σ_N .

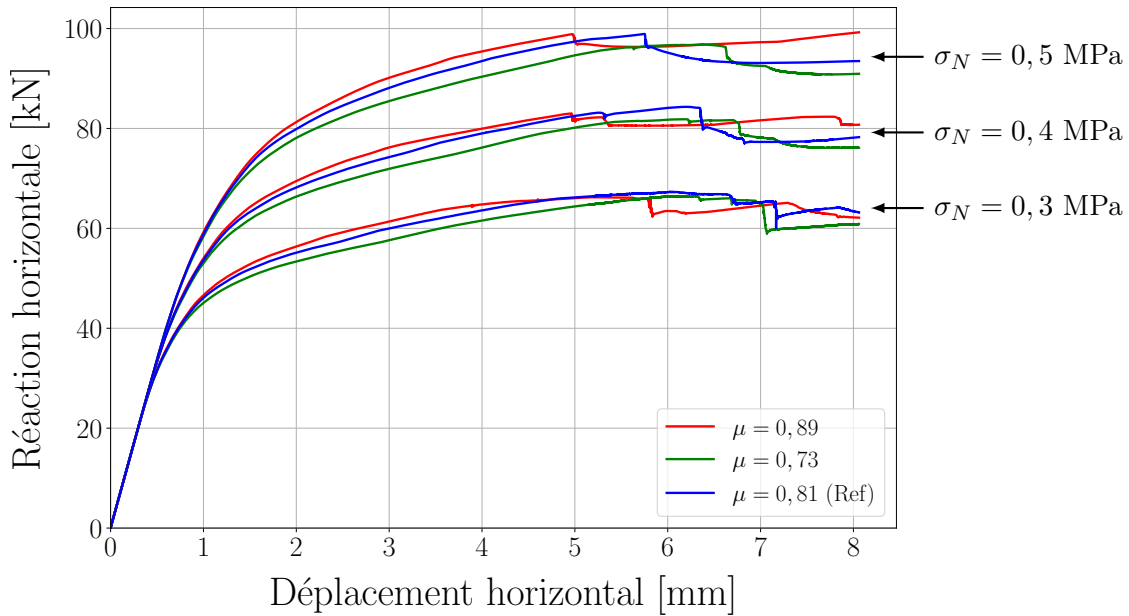


FIGURE 5.5 – Etude de sensibilité du coefficient de frottement pour les trois niveaux de charge verticale σ_N

Plusieurs constats peuvent être effectués :

- (1) le coefficient de frottement n'a pas d'influence sur le domaine linéaire élastique, ce qui appuie l'hypothèse que ce dernier est essentiellement dû aux géométries du panneau ainsi qu'au module des blocs.
- (2) contrairement à l'étude de sensibilité menée sur les paramètres cohésifs, le coefficient de frottement influence le comportement de la réponse $F - \delta$ dès l'initiation de la fissure en pied (cf. énergie frictionnelle dissipée avant énergie cohésive, Figure 4.27 [Partie 4.4.3.2]).
- (3) plus le coefficient de frottement est faible, plus l'instabilité liée à la rupture brutale le long de la diagonale du mur est retardée. En effet, un coefficient de frottement

- élevé favorise le blocage des interfaces et conduit, pour un déplacement de cisaillement plus faible, à un effort de cisaillement critique le long de la diagonale du mur.
- (4) on notera également que pour un même coefficient de frottement, plus la charge verticale augmente, plus la fissuration diagonale est retardée.
 - (5) même si nous avons précédemment vu que plus la charge verticale est élevée, plus le comportement frictionnel prend une part importante dans l'énergie totale dissipée, le coefficient de frottement semble avoir la même sensibilité quel que soit σ_N .

Le Tableau 5.3 résume les énergies cohésive et frictionnelle dissipées en fin de simulation en fonction du coefficient de frottement appliqué et de la charge verticale initiale. Pour cela, on réalise un cumul des énergies instantanées sur l'ensemble des 370 points de contact de la simulation numérique. La méthodologie utilisée pour déterminer les énergies instantanées cohésive et frictionnelle est détaillée dans le Chapitre 3. On constate dans un premier temps que l'augmentation du coefficient de frottement conduit à une diminution générale de l'énergie dissipée due à une diminution simultanée des énergies cohésive et frictionnelle. Cela pourrait s'expliquer par le blocage des déplacements de certaines interfaces qui empêche la dissipation d'énergie. Cependant, lorsque μ est élevé, la part d'énergie frictionnelle sur l'énergie totale est plus importante que si μ est faible. En effet, dans cette configuration, lorsque le frottement est combattu et que l'interface glisse, l'énergie frictionnelle prédomine. On remarque dans un second temps, que plus la charge verticale augmente, plus l'énergie dissipée augmente. Ce résultat était attendu au vu de l'augmentation de la réponse $F - \delta$ avec σ_N . De plus, plus σ_N est élevée, plus la part de l'énergie frictionnelle sur l'énergie totale est importante. En effet, contrairement à l'énergie cohésive, l'énergie frictionnelle dépend de la contrainte normale aux joints (Partie 2.3).

Finalement, il semble qu'un coefficient de frottement faible favorise les déplacements relatifs entre les éléments et limite les phénomènes de blocage qui conduisent à des instabilités en cisaillement. Les variations de μ réalisées dans cette étude ne modifient pas significativement les mécanismes de ruine. Cependant, ce paramètre doit être déterminé avec précision car il est essentiel dans la description du comportement global et il peut fausser les résultats s'il est mal renseigné.

L'étude de sensibilité des principaux paramètres du FCZM proposée a permis de mettre en évidence l'influence des paramètres mécaniques du modèle dans la réponse globale. Nous avons vu qu'une variation de 30% des paramètres cohésifs de Mode I et de Mode II ne modifie pas la réponse en cisaillement du mur avant l'instabilité due à la fissuration diagonale. Cette instabilité se déclenche plus ou moins tôt en fonction des paramètres et modifie ainsi la résistance en cisaillement du mur. Nous avons également vu que les paramètres de Mode II pur ont plus d'influence que ceux du Mode I pur. Le coefficient de frottement a plus d'influence que les paramètres cohésifs sur le début de la réponse $F - \delta$. Cependant, malgré la part importante que le frottement représente dans l'énergie dissipée (Partie 4.4.3.2), nous avons montré qu'une variation de 10% ne modifie pas significativement le comportement en cisaillement. Cette partie a également permis de montrer l'importance des allures des lois cohésives résiduelles obtenues après application d'un endommagement initial. Dans le

μ	0,73	0,81	0,89
Charge verticale $\sigma_N = 0,3$ MPa			
W_{coh} [J]	59,1	50,4	35,5
W_{μ} [J]	137,0	124,0	104,4
W_{total} [J]	196,1	174,4	139,9
Part du cohésif	30,2%	28,9%	25,4%
Part du frictionnel	69,8%	71,1%	74,6%
Charge verticale $\sigma_N = 0,4$ MPa			
W_{coh} [J]	54,0	44,4	27,8
W_{μ} [J]	189,2	175,4	156,7
W_{total} [J]	243,2	219,8	184,5
Part du cohésif	22,2%	20,2%	15,1%
Part du frictionnel	77,8%	79,8%	84,9%
Charge verticale $\sigma_N = 0,5$ MPa			
W_{coh} [J]	56,0	37,0	24,1
W_{μ} [J]	248,7	210,7	185,9
W_{total} [J]	304,7	247,7	210,0
Part du cohésif	18,4%	14,9%	11,5%
Part du frictionnel	81,6%	85,1%	88,5%

Tableau 5.3 – Bilan des énergies dissipées en fonction du coefficient de frottement μ et de la charge verticale σ_N

cas d'un mur en cisaillement sous charge verticale constante, la réponse mécanique est essentiellement conditionnée par les valeurs des énergies cohésives résiduelles de Mode I et II les plus faibles et inversement la réponse maximale est obtenue pour les énergies cohésives résiduelles les plus importantes.

Cependant, expérimentalement, ces propriétés mécaniques sont réparties de manière non uniforme sur l'ensemble du mur. La suite de ce chapitre se propose donc d'étudier l'influence d'un champ d'endommagement initial non homogène sur la réponse en cisaillement numérique.

5.3 Influence d'un champ d'endommagement initial non uniforme

La maçonnerie étudiée dans ces travaux est composée de géomatériaux naturels et hétérogènes présentant une variabilité importante en terme de propriétés mécaniques. Afin de simplifier l'interprétation des résultats, les étapes de validation à l'échelle mésoscopique et macroscopique ont été réalisées à partir des paramètres moyens issus de la caractérisation et appliqués de manière homogène à l'ensemble des points de contact de la simulation numérique. Cependant, nous avons vu dans le chapitre précédent, que chaque mur présente une réponse $F-\delta$ ainsi qu'un trajet de fissuration particulier. L'idée de cette dernière partie consiste à introduire une dispersion des propriétés cohésives par l'intermédiaire d'un champ d'endommagement initial non uniforme mais présentant une moyenne identique à celle du

champ de référence, afin d'étudier l'influence de cette dispersion des propriétés cohésives sur la réponse mécanique du mur.

5.3.1 Génération d'un champ de lois cohésives hétérogène

On introduit la variabilité des propriétés mécaniques des interfaces par le biais d'un champ d'endommagement initial d_0 non uniforme. Comme précédemment mentionné pour l'obtention du champ d'endommagement initial uniforme utilisé pour le calcul de référence, il est préférable de déduire la valeur de la variable d'endommagement d_0 à partir de la valeur de la résistance résiduelle de Mode II $\sigma_{II}^{d_0}$. Ainsi il est proposé de déduire le champ d'endommagement initial non uniforme à partir d'une distribution gaussienne des résistances résiduelles $\sigma_{II}^{d_0}$ en suivant le protocole ci-dessous :

Etape 1 : On considère une distribution gaussienne de la résistance résiduelle $\sigma_{II}^{d_0}$ suivant une loi normale $(\overline{\sigma_{II}^{d_0}}, \sigma)$ de moyenne centrée sur la valeur du champ uniforme de référence introduit dans le Chapitre précédent, *i.e.* $\overline{\sigma_{II}^{d_0}} = 40\% \times \sigma_{II}^e = 0,11$ MPa. Trois écarts-types σ sont également proposés : 10%, 20% et 30% de $\overline{\sigma_{II}^{d_0}}$. La Figure 5.6a illustre la distribution gaussienne avec $\overline{\sigma_{II}^{d_0}} = 0,11$ MPa et $\sigma = 0,03$ MPa (soit 30%).

Etape 2 : Pour chacun des 370 points de contact, on tire au hasard la valeur $\sigma_{II}^{d_0}$ obtenue par la méthode de Box Muller en suivant la gaussienne précédemment définie et on en déduit la variable d'endommagement correspondante d_0 . La Figure 5.6 montre la distribution $\sigma_{II}^{d_0}$ obtenue en comparaison de la distribution théorique ainsi que la distribution de la variable d'endommagement correspondante.

La Figure 5.6c indique la distribution de la variable d'endommagement d_0 obtenue. Comme la relation liant d_0 à $\sigma_{II}^{d_0}$ n'est pas linéaire, on remarque qu'une distribution normale centrée sur $\sigma_{II}^{d_0}$ ne conduit pas à une distribution normale centrée sur d_0 . Cette méthode de distribution de l'endommagement a été validée en vérifiant qu'aucune corrélation n'était observable (i) entre les valeurs d'un même champ et (ii) d'un champ à un autre. La Figure 5.7 présente une répartition aléatoire du champ d'endommagement initial présenté en Figure 5.6a. On remarque que la disposition étant aléatoire, des zones de faiblesses peuvent se former.

5.3.2 Résultats

Afin d'étudier l'influence de ces distributions sur le comportement global en cisaillement, on réalise 10 tirages aléatoires du champ d'endommagement initial non uniforme par écart-type et par niveau de charge verticale. L'ensemble des résultats numériques est illustré en Figure 5.8 afin de comparer l'influence d'une distribution de l'endommagement sur la réponse $F - \delta$ en fonction de l'écart-type σ utilisé et de la charge verticale σ_N appliquée.

On constate dans un premier temps, que, quel que soit le champ d'endommagement initial appliqué, la réponse élastique du mur ainsi que le développement de la fissure en pied ne sont pas impactés par le caractère non uniforme du champ d'endommagement

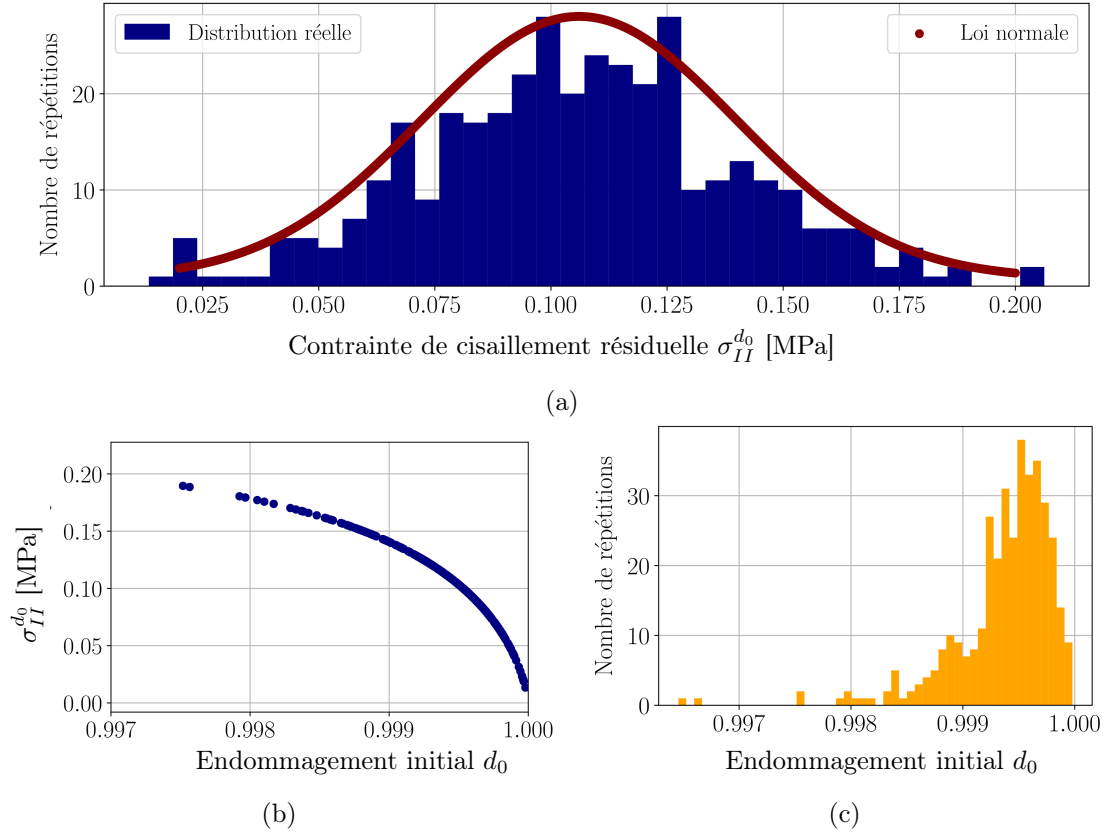


FIGURE 5.6 – Génération d'un champ d'endommagement initial non uniforme à partir de la résistance résiduelle de Mode II $\sigma_{II}^{d_0}$

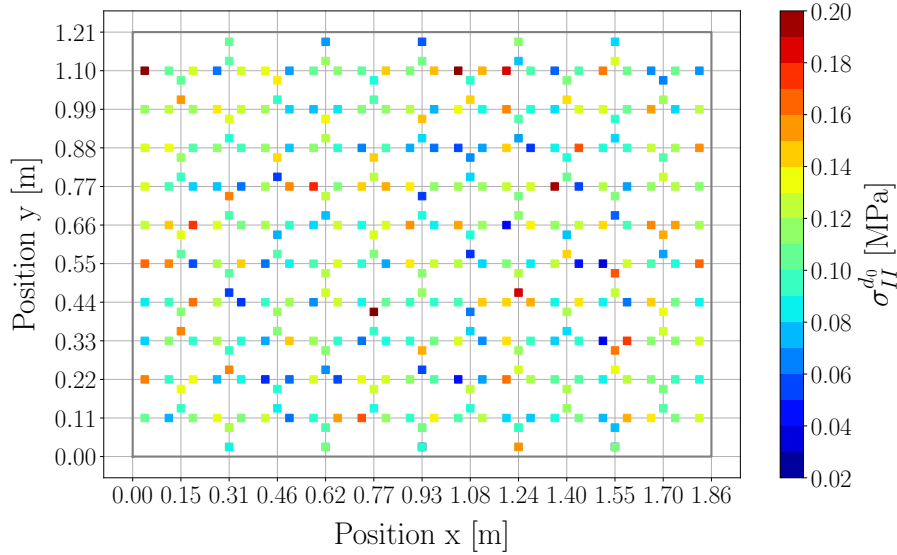
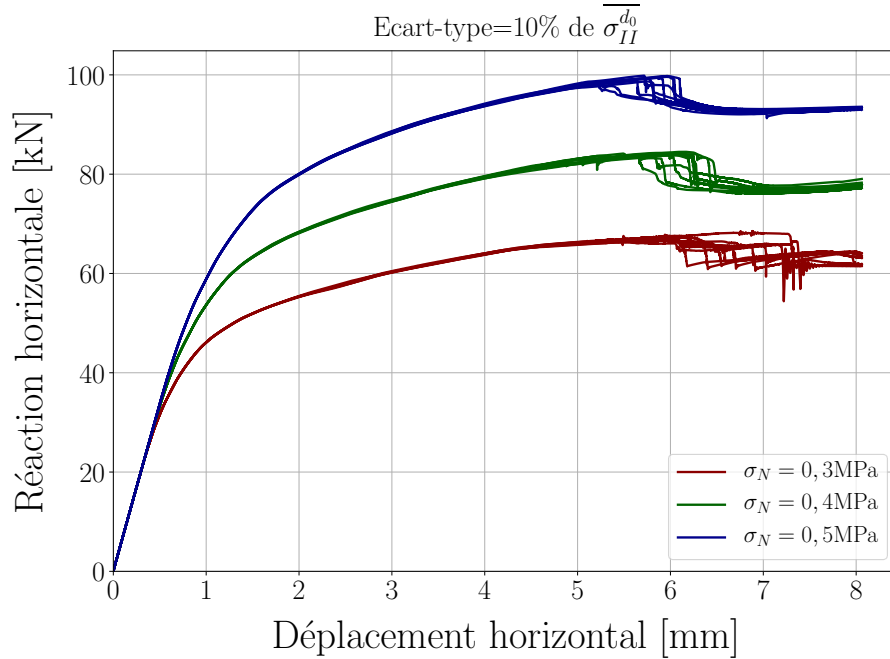


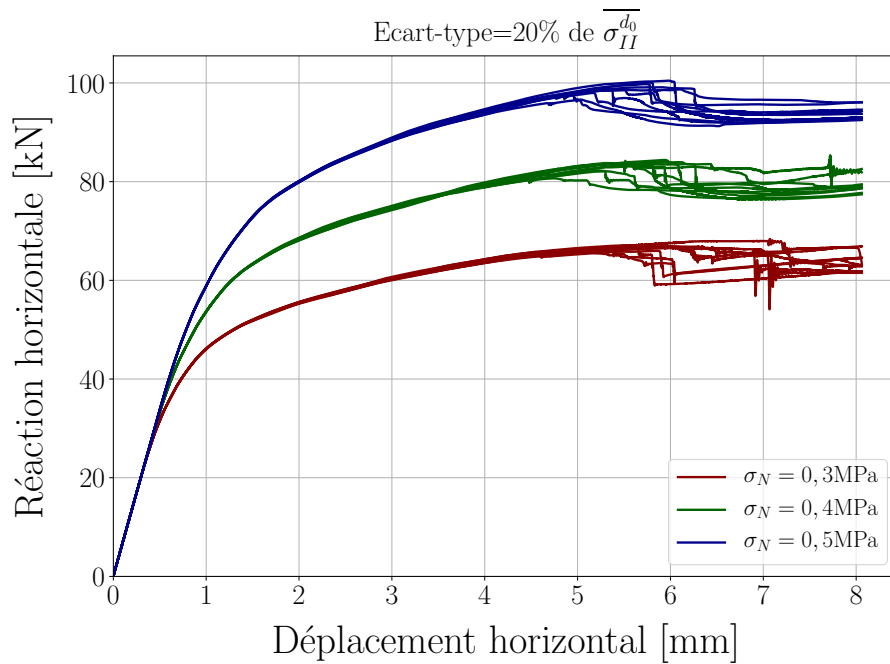
FIGURE 5.7 – Répartition aléatoire du champ d'endommagement initial non uniforme

initial. Dans un second temps, on remarque que plus l'écart-type est important, plus les réponses $F - \delta$ présentent une dispersion au niveau du déplacement pour lequel s'enclenche la fissuration diagonale. Néanmoins, ce phénomène semble s'estomper à mesure que l'on

augmente le niveau de charge verticale σ_N . En effet, lorsque $\sigma_N = 0,5$ MPa, la part du comportement frictionnel devient plus importante ce qui diminue l'influence des propriétés cohésives sur la réponse globale. De plus, lorsque le déplacement en tête de mur est égal à 8 mm, le fuseau des courbes numériques se resserre car cette phase traduit le glissement de la partie supérieure du mur sur le premier lit de pierre, directement lié au comportement frictionnel qui n'est pas impacté par la dispersion du champ d'endommagement initial.



(a)



(b)

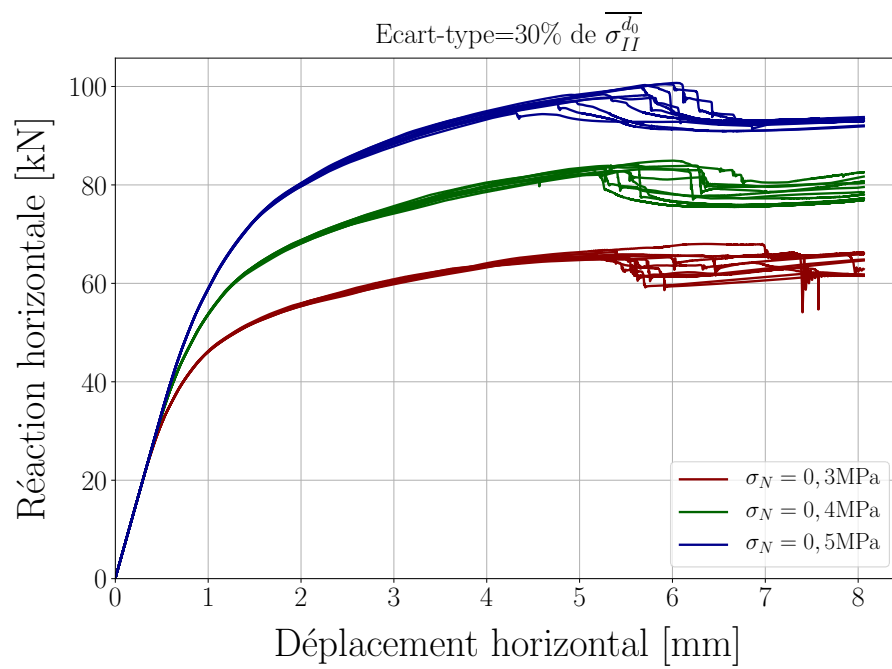


FIGURE 5.8 – Réponses numériques obtenues sur la base de distributions non uniformes du champ d'endommagement initial pour les trois niveaux de contrainte normale moyenne σ_N

Pour illustrer la variabilité des réponses numériques obtenues dans cette étude, on se propose d'observer l'influence des distributions non uniformes de l'endommagement initial sur les trajets de fissuration. La Figure 5.9 présente les champs de déplacements horizontaux lorsque le déplacement en tête de mur vaut 6 mm pour les réponses enveloppes minimale (Figure 5.9a) et maximale (Figure 5.9b) avec $\sigma_N = 0,4$ MPa et $\sigma = 30\%$ de $\overline{\sigma_{II}^{d_0}}$. Notons que, dans un souci de clarté, seuls les points de contact présentant une valeur d'endommagement comprise entre 0,9995 et 1 sont représentés. On remarque que la configuration particulière de ces deux distributions conduit à des trajets de fissures différents. Dans le cas de la distribution correspondant à la réponse minimale (Fig. 5.9a), la fissuration est localisée le long de la diagonale tandis que dans celui correspondant à la réponse maximale en cisaillement (Fig. 5.9b), la fissuration est plus diffuse. On retrouve dans cette dernière 3 chemins distincts de fissuration où les joints verticaux ont rompu en traction. Une fissuration diffuse semble donc augmenter la résistance en cisaillement du panneau et retarder l'apparition des instabilités sur la réponse $F - \delta$. Les points de contact se répartissent mieux les efforts à reprendre, ce qui retarde l'enclenchement de la fissure en escalier. Enfin, on constate que bien que la fissure en pied ne se soit pas propagée de la même manière dans les deux cas, cela n'impacte pas sensiblement la réponse du mur en début d'essai.

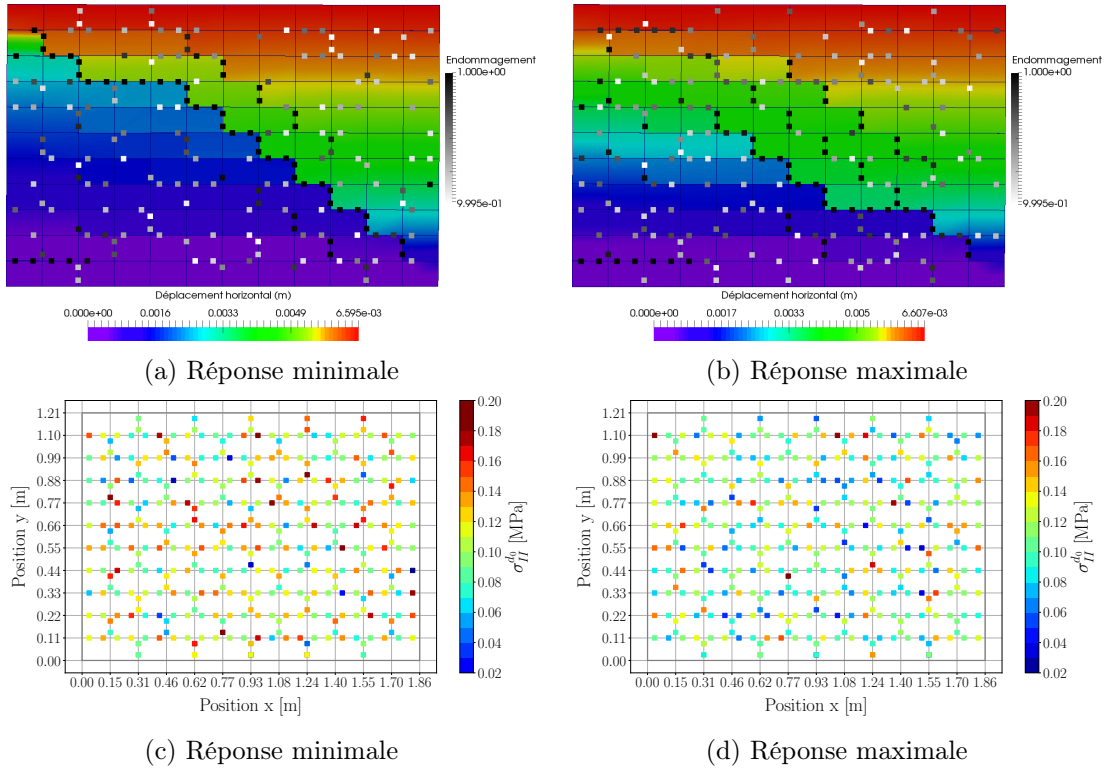


FIGURE 5.9 – (a) et (b) Champs de déplacements et visualisation de l'endommagement en fin d'essai des réponses minimale et maximale pour $\sigma_N = 0,4$ MPa et $\sigma = 30\%$ de $\overline{\sigma_{II}^{d_0}}$, (c) et (d) distributions de l'endommagement initial d_0 associées

Les Figures 5.9c et 5.9d présentent les distributions de l'endommagement initial d_0 des

réponses minimale et maximale associées aux champs de déplacements développés précédemment. Deux éléments peuvent conduire à l’augmentation de la réponse en cisaillement : (i) les points de contact fortement endommagés sont répartis de part et d’autre de la diagonale du mur, favorisant ainsi la fissuration diffuse et (ii) le point de contact situé dans le coin supérieur gauche présente une bonne résistance au cisaillement et à la traction, ce qui retarde la propagation brutale de la fissure diagonale.

Ainsi, l’ajout d’une dispersion dans le champ d’endommagement initial engendre une modification des faciès de rupture. Ces résultats sont cohérents avec les différents trajets de fissure observés expérimentalement. Ils tendent à montrer que l’endommagement initial naturel des joints peut être la cause de la localisation différente de la fissure diagonale observée expérimentalement. En ajoutant de la dispersion dans le champ d’endommagement initial on arrive donc à modifier les faciès de rupture. Ces résultats nous permettent de mettre en perspective les trajets de fissure observés expérimentalement et de montrer que la dispersion naturelle de l’endommagement d_0 présente dans un cas réel peut être décrite numériquement.

5.4 Conclusion

La première partie de ce chapitre, dédiée à l’étude de sensibilité des paramètres cohésifs et frictionnel du modèle, a permis de mettre en évidence l’influence des paramètres du modèle dans le comportement mécanique à l’échelle macroscopique. Etant donné les sollicitations appliquées, les paramètres de Mode II jouent un rôle déterminant dans le développement de la fissuration diagonale, et par extension de la résistance au cisaillement. Cependant, les variations appliquées sur les paramètres de Mode I ont également montré qu’il ne semble pas judicieux de négliger la résistance et l’énergie de rupture en traction. Le long de la fissure diagonale, les joints verticaux sont sollicités en traction et certains joints horizontaux en Mode mixte. Par conséquent, une modification du Mode I pur a une influence non négligeable sur la réponse en cisaillement du mur. En revanche, cette étude de sensibilité a montré que les paramètres cohésifs n’avaient aucune influence sur le début de la réponse du mur, comprenant l’initiation de la fissuration en pied et le soulèvement du mur. En effet, il semble que cette partie de la réponse soit principalement influencée par la géométrie du mur ainsi que par le module élastique des blocs étendus. Dans cette première partie, nous avons également montré l’influence du coefficient de frottement. Une variation de 10% de ce dernier a permis d’observer une modification de la réponse horizontale du mur dès l’initiation de la fissure en pied. De plus, en fonction du coefficient de frottement choisi, les phénomènes de blocage des interfaces conduisent à des instabilités prématurées en cisaillement.

Dans la seconde partie de ce chapitre, l’objectif était d’évaluer la capacité de la modélisation à décrire des réponses en cisaillement ainsi que des profils de rupture différents en fonction du champ de pré-endommagement appliqué. Nous avons vu que l’application d’un champ non homogène peut conduire à augmenter ou diminuer le déplacement symptoma-

tique de la fissuration diagonale (fissure en escalier). De plus, lorsque la charge verticale est suffisamment faible, la résistance au cisaillement peut être impactée de manière significative par la distribution aléatoire de l'endommagement initial. Enfin, la modification des profils de rupture observée en fonction des différents champs d'endommagement initial et la cohérence de ces derniers avec ceux observés expérimentalement, laissent à penser que l'utilisation de champs d'endommagement initial non-homogènes est un moyen efficace permettant de reproduire la variabilité des profils de rupture expérimentaux.

Conclusion générale et perspectives

L’objectif de cette thèse était de développer un outil de calcul numérique, utilisable en bureau d’études, permettant de décrire le comportement d’ouvrages maçonnés en pierres appareillées à joints minces. Au regard de l’étude bibliographique visant à évaluer le comportement mécanique de la maçonnerie, notre choix s’est porté sur une méthode aux éléments discrets, et plus particulièrement sur la méthode *Non Smooth Contact Dynamics*, couplée à une approche rigide du contact (*hard contact*). Les blocs ont donc été modélisés de manière distincte et un modèle de zone cohésive-frictionnelle (FCZM) a été développé pour décrire le comportement mécanique de l’interface bloc-mortier. Ce modèle, formulé à l’échelle mésoscopique, a permis de décrire (i) le comportement quasi-fragile de l’interface lors de sollicitations combinées traction+cisaillement (Mode mixte I+II) et (ii) lors de sollicitations combinées compression+cisaillement (couplage entre les comportements cohésif de Mode II et frictionnel). Le couplage cohésif-frictionnel proposé sous sollicitations combinées de compression et cisaillement est fonction de la variable d’endommagement d , en émettant l’hypothèse que le frottement intervient dès l’initiation de l’endommagement, sur tout ou partie de la surface endommagée.

Outre l’estimation des propriétés élastiques des matériaux constitutifs de l’ouvrage (pierre et mortier), le protocole d’identification des paramètres cohésifs et frictionnels nécessaires au renseignement du modèle de zone cohésive frictionnelle se résume à la réalisation de deux essais : un essai de traction directe sur un duo de pierres assemblées par un joint (obtention de K_I^0 , σ_I^e et G_{fI}) et un essai de cisaillement sous contrainte normale sur un triplet de pierres assemblées par deux joints (obtention de K_{II}^0 , σ_{II}^e , G_{fII} , μ et p).

Afin de valider l’implémentation ainsi que la gestion de la mixité (I+II) et du couplage cohésif-frictionnel, nous avons réalisé divers cas tests numériques à l’échelle de l’assemblage. Ces tests ont d’abord permis d’évaluer la robustesse des équations constitutives de la mixité, établies sur la base d’un critère d’initiation de l’endommagement et d’un critère de rupture, en appliquant à l’interface des sollicitations complexes à ratio de mixité non constant. Par ailleurs, nous avons pu vérifier la capacité du modèle à tenir compte de la dépendance de la réponse au chemin de chargement. Des cas tests ont également été mis en place afin d’évaluer la pertinence du couplage cohésif-frictionnel proposé. Une confrontation des résultats simulés à des essais expérimentaux, a permis de montrer que ce couplage décrit avec une précision raisonnable la réponse en cisaillement sous contrainte normale d’un triplet (trois pierres assemblées par deux joints), sollicité de manière cyclique.

Afin de répondre aux contraintes normatives d'un bureau d'études, le modèle a ensuite été confronté à des essais de grandes dimensions menés sur des panneaux maçonnés sollicités en cisaillement sous charge verticale constante. Cette combinaison d'efforts permet notamment de simuler les actions du vent couplées aux charges verticales (permanentes et d'exploitations) de la structure et constitue ainsi une donnée essentielle du dimensionnement. Ces essais ont permis d'identifier le comportement linéaire et les mécanismes de ruine des murs testés par l'intermédiaire de la réponse force-déplacement en cisaillement, la rotation dans le plan et les champs de déplacements et de déformations du mur estimés par corrélation d'images numériques. La répétabilité de l'essai, quelle que soit la charge verticale, a par ailleurs permis de valider les conditions aux limites appliquées aux murs. Le comportement global en cisaillement des murs peut être résumé en trois phases, une phase élastique, une phase non linéaire traduisant l'initiation (i) de la fissuration en pied au-dessus du premier lit de pierres et (ii) de la fissuration diffuse le long de la diagonale et une troisième phase liée à la fissuration brutale en escalier. Ces modes de ruine, déjà observés par d'autres auteurs, offrent une base importante de validation du modèle FCZM car les interfaces subissent au cours du chargement des sollicitations complexes de traction+cisaillement et de compression+cisaillement en fonction de leur localisation dans l'ouvrage.

La confrontation des premières réponses simulées aux réponses obtenues expérimentalement a montré que le modèle avait de bonnes prédispositions à reproduire les mécanismes de ruine. Sur cette base, une méthodologie de calibration de la modélisation a été mise en place afin de décrire précisément la statique et la cinématique des réponses observées expérimentalement. La raideur initiale en cisaillement de l'ouvrage a ainsi été atteinte en adaptant le module élastique des blocs étendus. Néanmoins, si l'utilisation d'un modèle élastique isotrope pour les blocs étendus permet de décrire avec une précision raisonnable le comportement en cisaillement de l'ouvrage, la cinématique verticale se trouve surévaluée et un modèle élastique orthotrope serait sans doute plus adapté pour décrire le comportement mécanique d'un bloc de pierre "rigide" entouré d'une fine couche de joint "souple". De plus, afin (i) de décrire précisément l'enclenchement des mécanismes de fissuration de l'ouvrage et (ii) de rendre compte de l'endommagement naturel des joints expérimentaux, principalement dû aux problèmes de retrait empêché, une méthode de diminution des propriétés cohésives basée sur l'application d'un champ d'endommagement initial est proposée. L'application de ce champ d'endommagement initial a pour conséquence d'engendrer une dissipation d'énergie frictionnelle préalable à la dissipation d'énergie cohésive qui semble cohérent avec les observations expérimentales. Finalement, la réponse globale de l'ouvrage, les champs de déplacements et les faciès de ruptures obtenus par la simulation numérique montrent que la résistance en cisaillement des panneaux ainsi que la description des mécanismes d'endommagement est décrite avec une bonne précision ce qui tend à valider la modélisation DEM proposée.

L'étude de sensibilité des paramètres cohésifs de Mode I et II a montré l'importance de prendre en compte ces deux modes cinématiques pour la description du comportement

mécanique global du mur. Le Mode I est parfois négligé dans le dimensionnement de structures maçonnées, notamment par l'Eurocode 6. Cette étude a montré qu'il participe à la mobilisation d'ensembles de blocs favorisant le développement de la fissuration en pied et donc le soulèvement du mur. Par ailleurs, il est largement mobilisé lors de la sollicitation des joints verticaux et horizontaux le long de la fissure diagonale. L'étude de sensibilité des paramètres du FCZM a également mis en évidence que ces derniers n'avaient aucune influence sur la raideur initiale du mur et le début du comportement non linéaire de ce dernier.

Les étapes de validation du modèle à l'échelle mésoscopique et macroscopique ont naturellement été réalisées à partir des paramètres cohésifs et frictionnel moyens. Cependant les réponses expérimentales des murs ont montré une dispersion des profils de rupture liée à la fabrication du mortier, l'application manuelle des joints, l'endommagement plus ou moins marqué dû aux retrait empêché, la carbonatation non homogène de la chaux, etc. L'application d'un champ d'endommagement initial non homogène obtenu sur la base d'une distribution gaussienne de la résistance résiduelle de Mode II a permis de reproduire la dispersion constatée des résultats expérimentaux, notamment en terme de localisation et nombre de fissures diagonales et du déplacement symptomatique de cette fissuration instable. Ce point semble important pour la démocratisation de ce type de modèle numérique qui vise à décrire précisément le comportement mécanique de la maçonnerie car il permet d'envisager différents scénarios de ruine dans une même stratégie de modélisation.

L'utilisation d'un modèle prédictif en bureau d'études impose de limiter le temps de préparation de la modélisation ainsi que le temps de calcul. Afin de simplifier la modélisation et de réduire le temps de calcul, trois aspects ont été développés. Dans un premier temps, la modélisation mésoscopique de l'assemblage permet de ne considérer qu'une seule interface entre deux blocs. Cette simplification réduit de manière significative le nombre de contacts à modéliser et à résoudre. Dans un second temps, nous avons utilisé un maillage simplifié (éléments quadrangulaires) des blocs déformables. De plus, chaque élément possède un nombre réduit de mailles et de points de contact. Enfin, les perturbations et résonances liées aux phénomènes dynamiques des blocs ont été réduits en ajoutant de l'amortissement au système, ce qui tend à diminuer le temps de convergence lors de la résolution du contact. Ces trois méthodes d'optimisation du temps de modélisation numérique rendent envisageable un calcul basé sur l'approche développée ici pour des études de vérification d'ouvrages complexes.

La complexité de la modélisation discrète des panneaux maçonnés soumis au cisaillement sous charge verticale a permis de montrer les limites des modèles utilisés. Dans un premier temps, avons vu que l'utilisation d'un modèle mécanique isotrope pour décrire les blocs étendus entraînait une mésestimation de la cinématique verticale de l'ouvrage. La suggestion d'utilisation d'un modèle élastique orthotrope permettant de résoudre ce problème ne devrait toutefois pas remettre en cause les résultats obtenus ici, car la réponse mécanique de l'ouvrage vis de vis de la sollicitation majeure que représente le cisaillement ne devrait être que partiellement affectée par ce changement de modèle mécanique du bloc

étendu.

On notera également que la réponse numérique du modèle n'a pas pu être confrontée aux cycles de charge-décharge réalisés expérimentalement sur les murs testés en cisaillement sous charge verticale constante faute de temps. Une étude du comportement mécanique du modèle doit être réalisée afin d'analyser les phénomènes dissipatifs intervenant lors de ces cycles et d'évaluer la capacité du modèle à rendre compte des déplacements résiduels et des boucles d'hystérésis observés expérimentalement.

Même si la validation du FCZM est en bonne voie pour des sollicitations quasi-statiques, l'aspect prédictif du modèle face à des actions sismiques reste à valider. Cependant, le choix de l'approche discrète a été en partie conditionnée par sa capacité à prendre en compte naturellement les phénomènes dynamiques. Plusieurs études ont été menées pour décrire le comportement mécanique de la maçonnerie avec une approche discrète. [Clementi et al. \(2019\)](#) ont par exemple obtenu des résultats encourageants qui tendent à montrer la capacité de la méthode NSCD à décrire la fissuration particulière provoquée par des sollicitations sismiques. L'utilisation des stratégies de modélisation utilisées dans cette thèse pour ce type de modélisation nécessite cependant d'étudier l'influence d'un modèle déformable des blocs, des comportements cohésifs de Mode I et II ou encore des phénomènes d'amortissement sur la réponse globale.

La mise en place d'un protocole complet de caractérisation et de modélisation de la maçonnerie était un des objectifs principaux de cette étude. Le protocole proposé dans ce travail peut être reconduit pour des maçonneries appareillées à joints minces composés d'autres natures de pierre et/ou de mortier dans la mesure où le joint, et notamment l'interface bloc-mortier, constitue la partie fusible de l'assemblage. Les taux de réussite des essais de caractérisation permettent également d'envisager l'identification des comportements cohésif et frictionnel d'assemblages provenant d'ouvrages existants pour lesquels les échantillons issus de carottage sont généralement peu nombreux.

Bibliographie

- Acary, V., 2001. Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés. Ph.D. thesis. Université de la Méditerranée-Aix-Marseille II.
- Acary, V., Monerie, Y., 2006. Nonsmooth fracture dynamics using a cohesive zone approach. Rapport de Recherche INRIA 6032.
- Al-Shayea, N.A., 2004. Effects of testing methods and conditions on the elastic properties of limestone rock. *Engineering Geology* 74, 139–156.
- Alecci, V., Fagone, M., Rotunno, T., De Stefano, M., 2013. Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar. *Construction and Building Materials* 40, 1038–1045.
- Alecci, V., Stipo, G., La Brusco, A., De Stefano, M., Rovero, L., 2019. Estimating elastic modulus of tuff and brick masonry : A comparison between on-site and laboratory tests. *Construction and Building Materials* 204, 828–838.
- Alfano, G., Sacco, E., 2006. Combining interface damage and friction in a cohesive-zone model. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 68, 542–582.
- Alipour, A., Zareian, F., 2008. Study Rayleigh damping in structures ; unceratinties and treatments, Beijing, China.
- Backes, H.P., 1985. Tensile strength of masonry, in : *Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference*, pp. 779–90.
- Baek, H., Park, K., 2018. Cohesive frictional-contact model for dynamic fracture simulations under compression. *International Journal of Solids and Structures* 144-145, 86–99.
- Barenblatt, G.I., 1962. The Mathematical Theory of Equilibrium Cracks in Brittle Fracture, in : Dryden, H.L., von Kármán, T., Kuerti, G., van den Dungen, F.H., Howarth, L. (Eds.), *Advances in Applied Mechanics*. Elsevier. volume 7, pp. 55–129.
- Barros, J.A., Almeida, J.C., Lourenço, P.B., 2002. Characterization of brick and brick–mortar interface under uniaxial tension, in : *VII International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries*, pp. 67–76.

- Beck, K., 2006. Étude des propriétés hydriques et des mécanismes d'altération de pierres calcaires à forte porosité. Ph.D. thesis. Université d'Orléans.
- Benzeggagh, M., Kenane, M., 1996. Measurement of mixed-mode delamination fracture toughness of unidirectional glass/epoxy composites with mixed-mode bending apparatus. *Composites Science and Technology* 56, 439–449.
- Bisoffi-Sauve, M., 2016. Etude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets : caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints. Thèse de doctorat. Université de Bordeaux.
- Bisoffi-Sauve, M., Morel, S., Dubois, F., 2019. Modelling mixed mode fracture of mortar joints in masonry buildings. *Engineering Structures* 182, 316–330.
- Van den Bosch, M., Schreurs, P., Geers, M., 2006. An improved description of the exponential Xu and Needleman cohesive zone law for mixed-mode decohesion. *Engineering Fracture Mechanics* 73, 1220–1234.
- Brignola, A., Frumento, S., Lagomarsino, S., Podestà, S., 2008. Identification of Shear Parameters of Masonry Panels Through the In-Situ Diagonal Compression Test. *International Journal of Architectural Heritage* 3, 52–73.
- Camacho, G.T., Ortiz, M., 1996. Computational modelling of impact damage in brittle materials. *International Journal of solids and structures* 33, 2899–2938.
- Camanho, P.P., Davila, C.G., De Moura, M.F., 2003. Numerical simulation of mixed-mode progressive delamination in composite materials. *Journal of Composite Materials* 37, 1415–1438.
- Chaboche, J.L., Girard, R., Schaff, A., 1997. Numerical analysis of composite systems by using interphase/interface models. *Computational Mechanics* 20, 3–11.
- Chambard, J.P., Jaminion, S., Tazeroualti, M., Galerne, C., Hild, F., 2009. Mesure de champs de déplacements 3d par corrélation d'images – Etude métrologique et application sur structures composites = 3d displacement field measurement by digital image correlation – Metrological study and application to composite structures , 10.
- Chetouane, B., Vinches, M., Bohatier, C., Devillers, P., NemozGaillard, M., 2002. Analyse comparée de différentes modélisations du comportement au séisme de monuments en pierres sèches. , 12.
- Clementi, F., Milani, G., Gazzani, V., Poiani, M., Lenci, S., 2019. Damage assessment by the non-smooth contact dynamics method of the iconic crumbling of the clock tower in Amatrice after the 2016 Central Italy seismic sequence, Banska Bystrica, Slovakia. p. 420005.

- Cornelissen, H.A.W., Hordijk, D.A., Reinhardt, H.W., 1986. Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete.
- Corradi, M., Borri, A., Vignoli, A., 2003. Experimental study on the determination of strength of masonry walls. *Construction and Building Materials* 17, 325–337.
- Costigan, A., Pavía, S., 2012. Influence of the Mechanical Properties of Lime Mortar on the Strength of Brick Masonry, in : Válek, J., Hughes, J.J., Groot, C.J.W.P. (Eds.), *Historic Mortars*, Springer Netherlands, Dordrecht. pp. 359–372.
- Cundall, P.A., Strack, O.D.L., 1979. A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique* 29, 47–65.
- D’Altri, A.M., Messali, F., Rots, J., Castellazzi, G., de Miranda, S., 2019. A damaging block-based model for the analysis of the cyclic behaviour of full-scale masonry structures. *Engineering Fracture Mechanics* 209, 423–448.
- D’Altri, A.M., de Miranda, S., Castellazzi, G., Sarhosis, V., 2018. A 3d detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels. *Computers & Structures* 206, 18–30.
- Desmorat, R., Gatuingt, F., Ragueneau, F., 2007. Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials. *Engineering Fracture Mechanics* 74, 1539–1560.
- Dimitri, R., Trullo, M., De Lorenzis, L., Zavarise, G., 2015. Coupled cohesive zone models for mixed-mode fracture : A comparative study. *Engineering Fracture Mechanics* 148, 145–179.
- Domede, N., 2006. Méthode de requalification des ponts en maçonnerie. Ph.D. thesis. Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier.
- Dubois, F., Jean, M., Renouf, M., Mozul, R., Martin, A., Bagneris, M., 2011. Lmgc90, in : 10e colloque national en calcul des structures, pp. Clé–USB.
- Dugdale, D.S., 1960. Yielding of steel sheets containing slits. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 8, 100–104.
- E519, 2010. Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages. ASTM .
- Freddi, F., Sacco, E., Serpieri, R., 2017. An enriched damage-frictional cohesive-zone model incorporating stress multi-axiality. *Meccanica* .
- Garijo, L., Zhang, X., Ruiz, G., Ortega, J.J., 2020. Age effect on the mechanical properties of natural hydraulic and aerial lime mortars. *Construction and Building Materials* 236, 117573.

- Ghorbani, R., Matta, F., Sutton, M., 2015. Full-Field Deformation Measurement and Crack Mapping on Confined Masonry Walls Using Digital Image Correlation. *Experimental Mechanics* 55, 227–243.
- Hendry, A.W., 1998. *Structural Masonry*. Macmillan Education UK.
- Hillerborg, A., Mod  er, M., Petersson, P.E., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research* 6, 773–781.
- Hong-Phong, C., 2011. Modélisation par El  ments Discrets rigides et/ou déformables des milieux granulaires et des troisi  mes corps solides. Influence du comportement local sur le comportement global. Ph.D. thesis. Lyon, INSA.
- Hordijk, D.A., 1991. Local approach to fatigue of concrete. Ph.D. thesis. Delft. OCLC : 636305669.
- H  gberg, J.L., 2006. Mixed mode cohesive law. *International Journal of Fracture* 141, 549–559.
- Jean, M., 1999. The non-smooth contact dynamics method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 177, 235–257.
- Kachanov, L., 1986. *Introduction to continuum damage mechanics*. Mechanics of Elastic Stability, Springer Netherlands.
- Karatasios, I., Amenta, M., Kilikoglou, V., 2018. Hydraulic mortars for joining archaeological stone fragments – A methodological approach. *Procedia Structural Integrity* 10, 211–218.
- Knox, C.L., Dizhur, D., Ingham, J.M., 2018. Experimental study on scale effects in clay brick masonry prisms and wall panels investigating compression and shear related properties. *Construction and Building Materials* 163, 706–713.
- Larbi, A., Harris, H., 1990. Seismic behaviour of reinforced block masonry shear walls using 1/3 scale direct models, pp. 321–332.
- Lindqvist, J.E., 2009. Rilem TC 203-RHM : Repair mortars for historic masonry. Testing of hardened mortars, a process of questioning and interpreting. *Materials and Structures* 42, 853–865.
- Lotfi, H.R., Shing, P.B., 1994. Interface Model Applied to Fracture of Masonry Structures. *Journal of Structural Engineering* 120, 63–80.
- Lourenço, P., Ramos, L., 2004. Characterization of cyclic behavior of dry masonry joints. *Journal of Structural Engineering* 130, 779–786.

- Lourenço, P.B., 1996. Computational strategies for masonry structures. Ph.D. thesis. Delft University of Technology.
- LUM B6, 1991. Diagonal tensile strength tests of small wall specimens. RILEM .
- Manet, V., 2013. La Méthode des Éléments Finis : Vulgarisation des aspects mathématiques, Illustration des capacités de la méthode , 354.
- Mann, W., 1991. Tensile and flexural strength of masonry - Theoretical basis and comparison with test results. *Brick and Block Masonry* 3, 1292–1301.
- Mazars, J., Lemaitre, J., 1985. Application of Continuous Damage Mechanics to Strain and Fracture Behavior of Concrete, in : Shah, S.P. (Ed.), *Application of Fracture Mechanics to Cementitious Composites*. Springer Netherlands, Dordrecht. NATO ASI Series, pp. 507–520.
- Mier, J.G.M.v., 2017. *Fracture Processes of Concrete*. CRC Press.
- Mojsilović, N., Stewart, M.G., 2019. Influence of Workmanship on the Compressive Strength of Structural Masonry. *South Korea* , 7.
- Moreau, J.J., 1988. Unilateral Contact and Dry Friction in Finite Freedom Dynamics, in : Moreau, J.J., Panagiotopoulos, P.D. (Eds.), *Nonsmooth Mechanics and Applications*. Springer Vienna, Vienna, pp. 1–82.
- Morel, S., Lespine, C., Coureau, J.L., Planas, J., Dourado, N., 2010. Bilinear softening parameters and equivalent LEFM R-curve in quasibrittle failure. *International Journal of Solids and Structures* 47, 837–850.
- NF EN 1015-11, 2000. Methods of test for mortar for masonry - Part 11 : Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar. AFNOR , 11p.
- NF EN 1052-1, 1999. Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 1 : détermination de la résistance à la compression. AFNOR , 12p.
- NF EN 1052-3, 2003. Methods of test for masonry - Part 3 : Determination of initial shear strength. AFNOR , 12p.
- NF EN 13733, 2002. Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of the durability of structural bonding agent. AFNOR , 12p.
- NF EN 1926, 2007. Natural stone test methods - Determination of uniaxial compressive strength. AFNOR , 18p.
- Oliveira, A.S. Araújo, D., Lourenço, P., Magenes, G., Penna, A., 2016. Modelling of the in-plane behaviour of stone masonry panels, in : Van Balen, K., Verstrynge, E. (Eds.), *Structural Analysis of Historical Constructions : Anamnesis, Diagnosis, Therapy, Controls*. 0 ed.. CRC Press, pp. 265–271.

URL : <https://www.taylorfrancis.com/books/9781317206620/chapters/10.1201/9781315616995-34>, doi :[10.1201/9781315616995-34](https://doi.org/10.1201/9781315616995-34).

- Palchik, V., Hatzor, Y.H., 2002. Crack damage stress as a composite function of porosity and elastic matrix stiffness in dolomites and limestones. *Engineering Geology* 63, 233–245.
- Pande, G.N., Liang, J.X., Middleton, J., 1989. Equivalent elastic moduli for brick masonry. *Computers and Geotechnics* 8, 243–265.
- Parent, T., 2015. Méthodologie de diagnostic de structures maçonnées anciennes. Thèse de doctorat. Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier. Toulouse, France.
- Parent, T., Domede, N., Sellier, A., Mouatt, L., 2015. Mechanical characterization of limestone from sound velocity measurement. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 79, 149–156.
- Parker, C.K., Tanner, J.E., Varela, J.L., 2019. Evaluation of ASTM Methods to Determine Splitting Tensile Strength in Concrete, Masonry, and Autoclaved Aerated Concrete , 13.
- Phan, N.A., Morel, S., Chaplain, M., 2016a. Mixed-mode fracture in a quasi-brittle material : R-curve and fracture criterion – application to wood. *Engineering Fracture Mechanics* 156, 96 – 113.
- Phan, N.A., Morel, S., Chaplain, M., 2016b. Mixed-mode fracture in a quasi-brittle material : R-curve and fracture criterion – Application to wood. *Engineering Fracture Mechanics* 156, 96–113.
- Van der Pluijm, R.R., 1999. Out-of-plane bending of masonry : behaviour and strength. PhD Thesis. Technische Universiteit Eindhoven.
- Ponte, M., Milosevic, J., Bento, R., 2019. Parametrical study of rubble stone masonry panels through numerical modelling of the in-plane behaviour. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17, 1553–1574.
- Popinet, A., 2018. *Traité de maçonnerie ancienne*. Editions Le Moniteur.
- Raffard, D., Jenny, P., Henry, J.P., Homand, F., 2001. Masonry : stone/mortar interface behaviour characterization by optical extensometer. *Mechanics Research Communications* 28, 33–40.
- Rahman Ataur, Ueda Tamon, 2014. Experimental Investigation and Numerical Modeling of Peak Shear Stress of Brick Masonry Mortar Joint under Compression. *Journal of Materials in Civil Engineering* 26, 04014061.

- Richard, B., Ragueneau, F., Cremona, C., Adelaide, L., 2010. Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading : Stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding. *Engineering Fracture Mechanics* 77, 1203–1223.
- Rondelet, J.B., 1802-1817. *Traité théorique et pratique de l’art de bâtir*. 4 tomes. Réédition Hachette Livre-BNF 2013-2017.
- Sacco, E., Toti, J., 2010. Interface Elements for the Analysis of Masonry Structures. *International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics* 11, 354–373.
- Salmanpour, A.H., Mojsilović, N., Schwartz, J., 2015. Displacement capacity of contemporary unreinforced masonry walls : An experimental study. *Engineering Structures* 89, 1–16.
- Sandoval, C., Arnau, O., 2017. Experimental characterization and detailed micro-modeling of multi-perforated clay brick masonry structural response. *Materials and Structures* 50, 34.
- Schubertl, P., 1994. Tensile and flexural strength of masonry—influences, test methods, test results. *Stress* 50.
- Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., Bourbon, X., 2013. Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. Part I : Constitutive laws. *Engineering Fracture Mechanics* 97, 148–167.
- Snozzi, L., Molinari, J.F., 2013. A cohesive element model for mixed mode loading with frictional contact capability. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 93, 510–526.
- Spring, D.W., Paulino, G.H., 2015. Computational homogenization of the debonding of particle reinforced composites : The role of interphases in interfaces. *Computational Materials Science* 109, 209–224.
- Stablon, T., 2011. *Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie*. PhD Thesis. Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier.
- Szemerey-Kiss, B., Török, Á., 2017. Failure mechanisms of repair mortar stone interface assessed by pull-off strength tests. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 76, 159–167.
- Taforel, P., 2012. *Apport de la Méthode des Éléments Discrets à la Modélisation des Maçonneries en Contexte Sismique : Vers une Nouvelle Approche de la Vulnérabilité Sismique*. PhD Thesis. Université de Montpellier.
- Vasconcelos, G., 2005. Experimental investigations on the mechanics of stone masonry : characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls .

- Vasconcelos, G., Lourenço, P.B., 2009. Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Construction and Building Materials* 23.
- Vermeltfoort, A.T., Raijmakers, T., Janssen, H.J.M., Hamid, A.A., Harris, H.G., 1993. Shear tests on masonry walls .
- Xu, X.P., Needleman, A., 1993. Void nucleation by inclusion debonding in a crystal matrix. *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering* 1, 111–132.
- Yuen, T.Y.P., Deb, T., Zhang, H., Liu, Y., 2019. A fracture energy based damage-plasticity interfacial constitutive law for discrete finite element modelling of masonry structures. *Computers & Structures* 220, 92–113.
- Zhang, S., Richart, N., Beyer, K., 2018. Numerical evaluation of test setups for determining the shear strength of masonry. *Materials and Structures* 51, 110.
- Zucchini, A., Lourenço, P.B., 2002. A micro-mechanical model for the homogenisation of masonry. *International Journal of Solids and Structures* 39, 3233–3255.

Annexe A

Présentation de la méthode de CIN

La Corrélation d'Images Numériques (CIN) est une technique expérimentale de métrologie optique permettant de mesurer un champ de déplacements en comparant les photographies numériques d'un objet avant et après déformation. La CIN, contrairement aux LVDT ou aux jauges de déformation, est une méthode non intrusive. Par conséquent, les résultats ne dépendent pas de la liaison entre le capteur et l'objet étudié. De plus, elle permet de visualiser les champs de déplacement induits par les sollicitations mécaniques sur la totalité de la surface d'étude tandis que les extensomètres ne fournissent qu'une mesure locale.

Dans cette étude, deux caméras sont utilisées, permettant de faire de la stéréo-corrélation et ainsi obtenir un champ de déplacement dans les 3 directions. Une fois la prise d'images effectuée, un algorithme de corrélation d'images numériques est utilisé pour post-traiter les prises de vues et déterminer les champs de déplacements et de déformations à la surface de l'éprouvette étudiée.

La pratique de la stéréo-vision implique une étape préliminaire de calibrage des caméras (Figure 4.5). Cette manipulation est nécessaire pour déterminer les paramètres intrinsèques de chacune des caméras ainsi que leur position et leur orientation relatives dans le référentiel. Le calibrage des capteurs revient à estimer les paramètres de l'équation qui transforme un point de l'espace réel en point sur l'image. Cette étape permet ainsi de déterminer la distance et l'angle entre les caméras, la distance focale mais également de quantifier les aberrations optiques afin qu'elles puissent être prises en compte dans les calculs (Chambard et al., 2009). La plupart des méthodes emploient une mire d'étalonnage plane à points de contrôle dont la géométrie est parfaitement connue (Figure 4.5).

Le support de l'objet étudié doit également être préparé (mouchetis) afin d'avoir des motifs unique qui permettront ensuite de déterminer les déplacements en tout point de la surface. En fonction des matériaux utilisés le mouchetis naturel des blocs peut suffire à créer un contraste suffisant, permettant une bonne corrélation. Si la maçonnerie est constituée de blocs ayant une surface comprenant peu d'aspérités (briques de terre cuite ou calcaires très denses), un mouchetis artificiel devra être appliqué sur la surface. Généralement, des fines gouttes de peintures noires sont appliquées sur le support, préalablement peint en blanc

(Chambard et al., 2009, Parent, 2015). Dans cette étude, les blocs calcaires et les joints de mortier utilisés présentent un contraste naturel suffisant pour suivre l'endommagement.

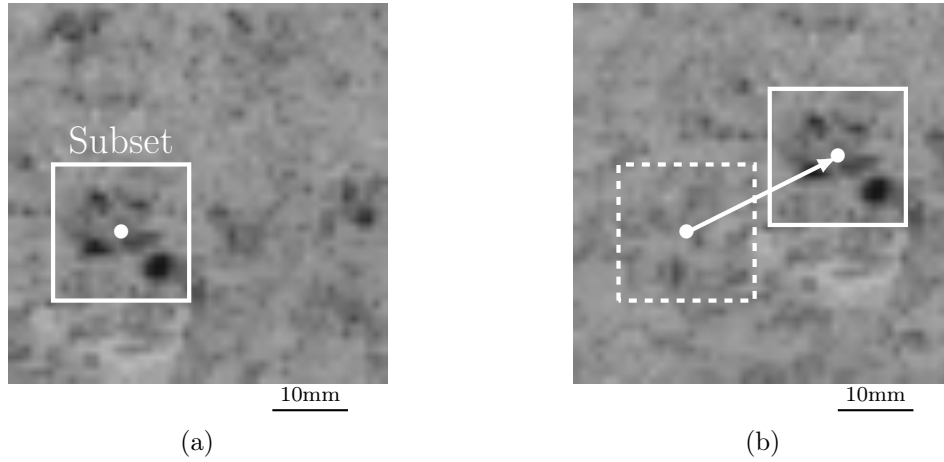


FIGURE A.1 – Illustration du mouchetis et *subset* (a) à l'état initial et (b) à l'état déformé

Lors de la préparation de l'essai et de l'instrumentation du mur, de nombreux facteurs doivent être pris en compte afin de limiter l'erreur de corrélation lors du traitement des images :

Le *Subset* : Dans un premier temps, une image de référence est nécessaire afin d'établir la position de chaque pixel de la zone étudiée en les associant à des motifs définis par des combinaisons de niveaux de gris, nommés *subsets* (Figure A.1a). Ces derniers sont par la suite identifiés grâce à leur motif caractéristique dans les images correspondant à l'état déformé de la surface d'étude (Figure A.1b). En comparant les *subsets* d'une image à l'autre, la quantité de déplacement des *subsets* entre l'image de référence et l'image déformée est évaluée, permettant ainsi d'identifier le champ de déplacements. De plus, la dimension des *subsets* est un paramètre important car elle doit permettre (i) un motif de niveau de gris unique à chaque *subset* (plus la dimension du *subset* est élevée, plus son arrangement de niveau de gris a des chances d'être unique) et (ii) une conservation de la forme générale du subset après déformation (plus la surface est grande, plus elle a de chance de comporter de nombreuses déformations, se répercutant sur la forme du motif, qui n'est alors plus reconnaissable). Il s'agit donc d'un paramètre en lien avec les dimensions de l'objet d'étude et la taille des motifs, *i.e.* des points de contraste du mouchetis.

Le *Step* : Le pas de corrélation ou *step* détermine le nombre de pixels pour lequel le *subset* est décalé, lors du calcul du déplacement, dans les directions x et y . Plus la valeur de *step* est faible, plus le logiciel traite d'informations, augmentant ainsi le temps de calcul mais également la précision des résultats. Les valeurs de *step* et de *subset* choisies dans cette étude sont indiquées dans le Tableau A.1.

Le mouchetis : Qu'il soit naturel ou artificiel, le contraste visuel du support doit permettre la mise en place de *subsets* ayant chacun un motif unique dans l'image. De plus, la taille des éléments de contraste que composent le mouchetis a une influence

Système de stéréo-vision	
Caméras	2 PIKE F-421B (taille de l'image = 2048×2048)
Objectifs	2 Schneider Xenoplan (longueur focale = 29,3 mm)
Lumière	5 projecteurs à LED
Mire de calibration	Mire plane à points de contrôle $1,20 \times 0,84 \text{ m}^2$
Facteur d'échelle	1 Pixel/mm
Taille du <i>Subset</i>	55×55 Pixels carrés
Taille du <i>Step</i>	4 Pixels

Tableau A.1 – Matériel vidéo utilisé et paramètres de corrélation d'images numériques

sur la qualité des résultats. Elle doit être en adéquation avec le système d'appariement de motifs, *i.e.* la combinaison du *subset*, du *step* et de la taille de la surface étudiée.

La lumière : La lumière appliquée sur la surface de l'étude est un facteur déterminant pour la qualité des résultats, d'autant plus lorsque le mouchetis naturel du support est utilisé. Dans ce cas, le contraste est obtenu par les zones d'ombres générées par les porosités du matériau (ici, de la pierre calcaire). Si la lumière varie au cours de l'essai, les zones d'ombres du support peuvent varier, modifiant ainsi la typologie du contraste. Pour ces mêmes raisons, il est nécessaire (i) d'utiliser des projecteurs stables, *i.e.* sans variations lumineuses et (ii) d'éviter les perturbations dues à la lumière naturelle qui peut varier au cours de l'essai et donc modifier le motif des *subsets*.

Finalement, les prises de vues sont réalisées avec le logiciel VIC-SNAP et les champs de déplacements et de déformations sont calculés avec le logiciel de corrélation d'images VIC-3D. Les caractéristiques principales du système de mesure utilisées dans cette étude sont résumées en Tableau [A.1](#).

Annexe B

Réponses expérimentales cyclées des murs testés en cisaillement sous charge verticale constante

B.1 Réponses expérimentales pour $\sigma_N = 0.3$ MPa

Réponses $F - \delta$ et Rotation- δ

Pour ce premier niveau de charge, une charge verticale de 83kN, *i.e.* 0.3 MPa de contrainte normale initiale, est transmise au mur. La Figure [B.1](#) présente la réaction horizontale en tête de mur en fonction du déplacement de cisaillement pour les trois murs testés. Au total entre 10 et 12 cycles de charge-décharge ont été réalisés par mur. En récupérant, pour chaque valeur de déplacement, la force horizontale maximale de la courbe comprenant les cycles, l'enveloppe peut être extraite.

σ_N	Paramètre	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Moyenne	CV
0,3 MPa	Raideur [N/m]	$5,66 \times 10^7$	$7,51 \times 10^7$	$6,05 \times 10^7$	$6,41 \times 10^7$	12%
	Force max [kN]	69,1	63,5	64,4	65,7	4%
0,4 MPa	Raideur [N/m]	$6,04 \times 10^7$	$5,15 \times 10^7$	$9,75 \times 10^7$	$6,98 \times 10^7$	29%
	Force max [kN]	70,9	78,6	80,6	76,7	5%
0,4 MPa	Raideur [N/m]	$6,31 \times 10^7$	$7,42 \times 10^7$	$8,49 \times 10^7$	$8,46 \times 10^7$	12%
	Force max [kN]	98,3	99,5	92,9	96,9	3%

Tableau B.1 – Raideurs initiales et résistances au cisaillement des 9 murs testés

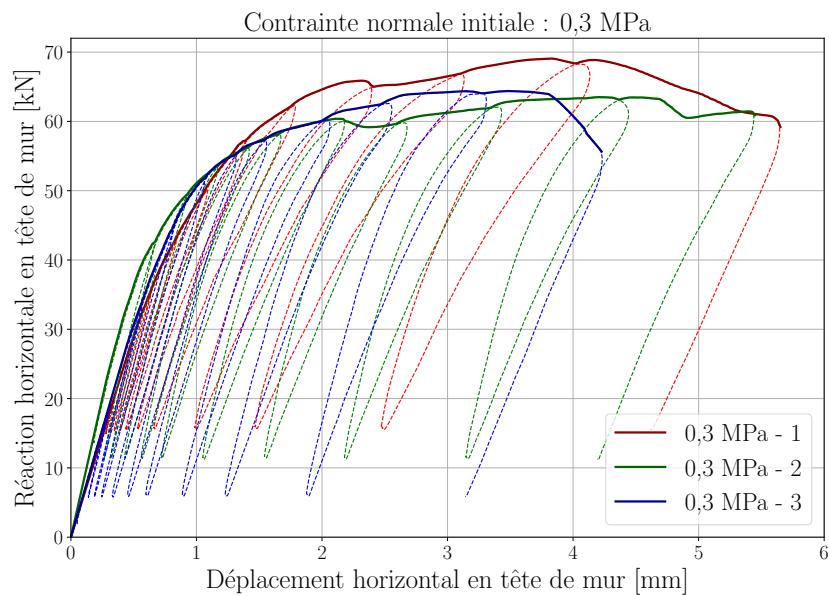


FIGURE B.1 – Réponses force déplacement des trois murs testés pour une charge verticale constante de 83 kN

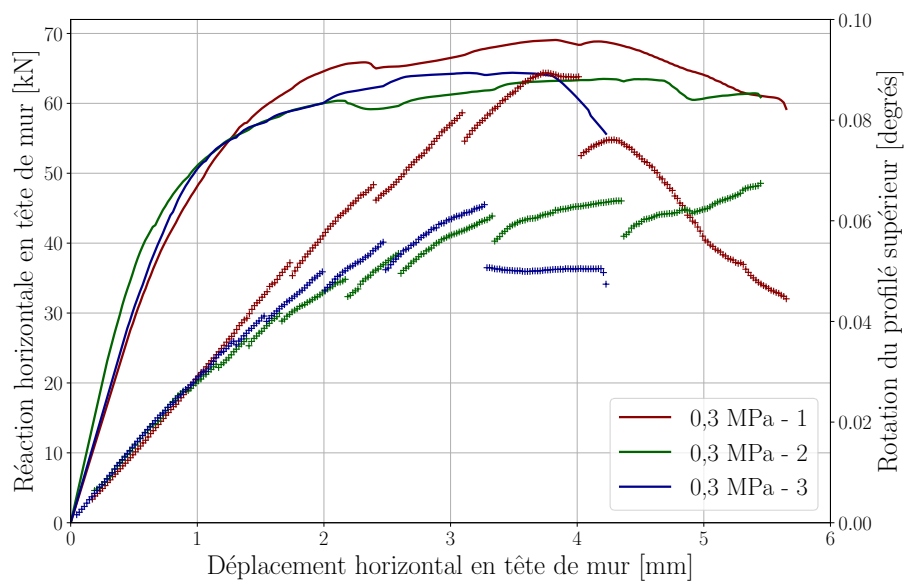


FIGURE B.2 – Rotation du profilé supérieur

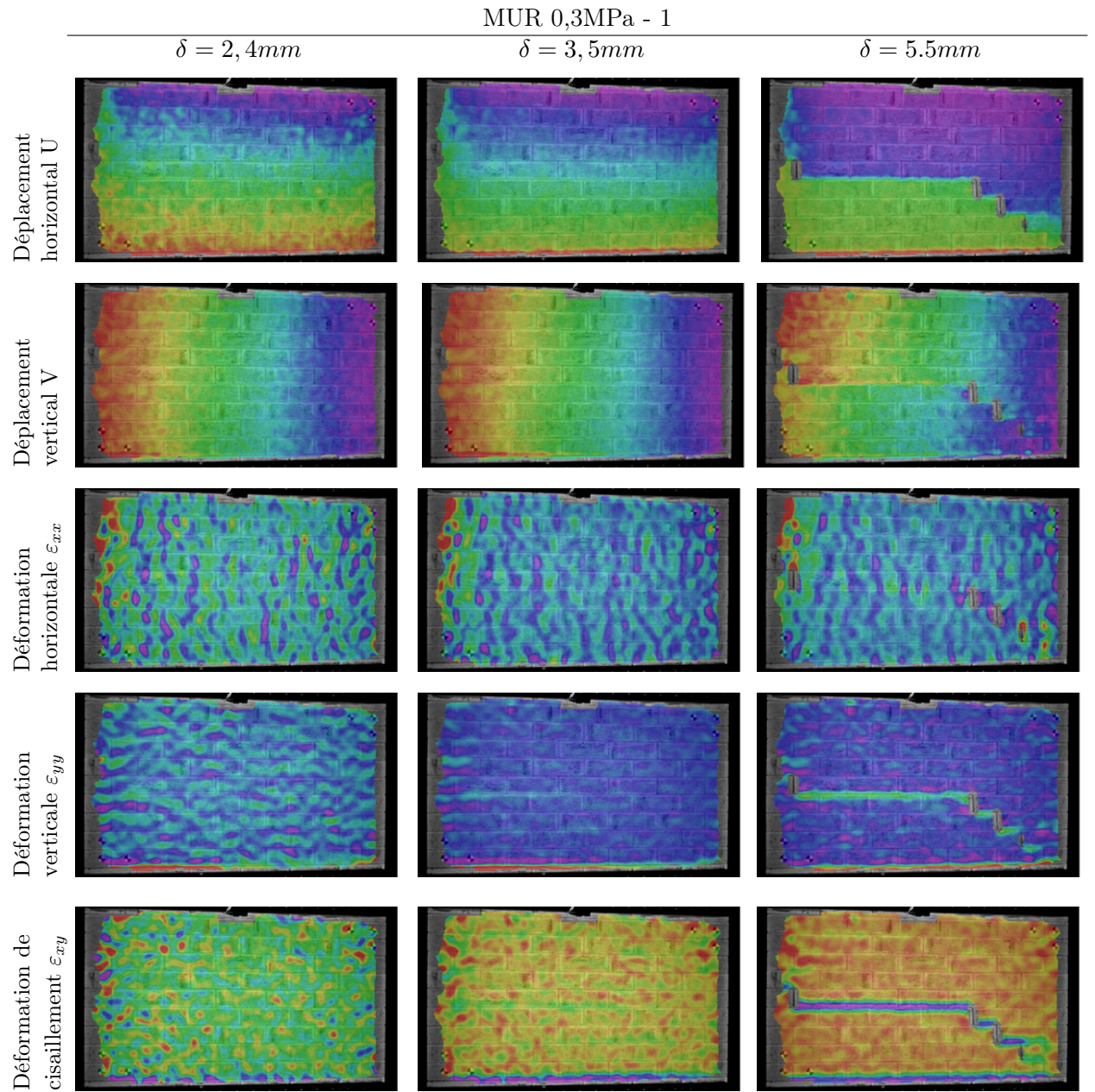


FIGURE B.3 – Champs de déplacements et de déformations du mur 0,3 MPa - 1 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ

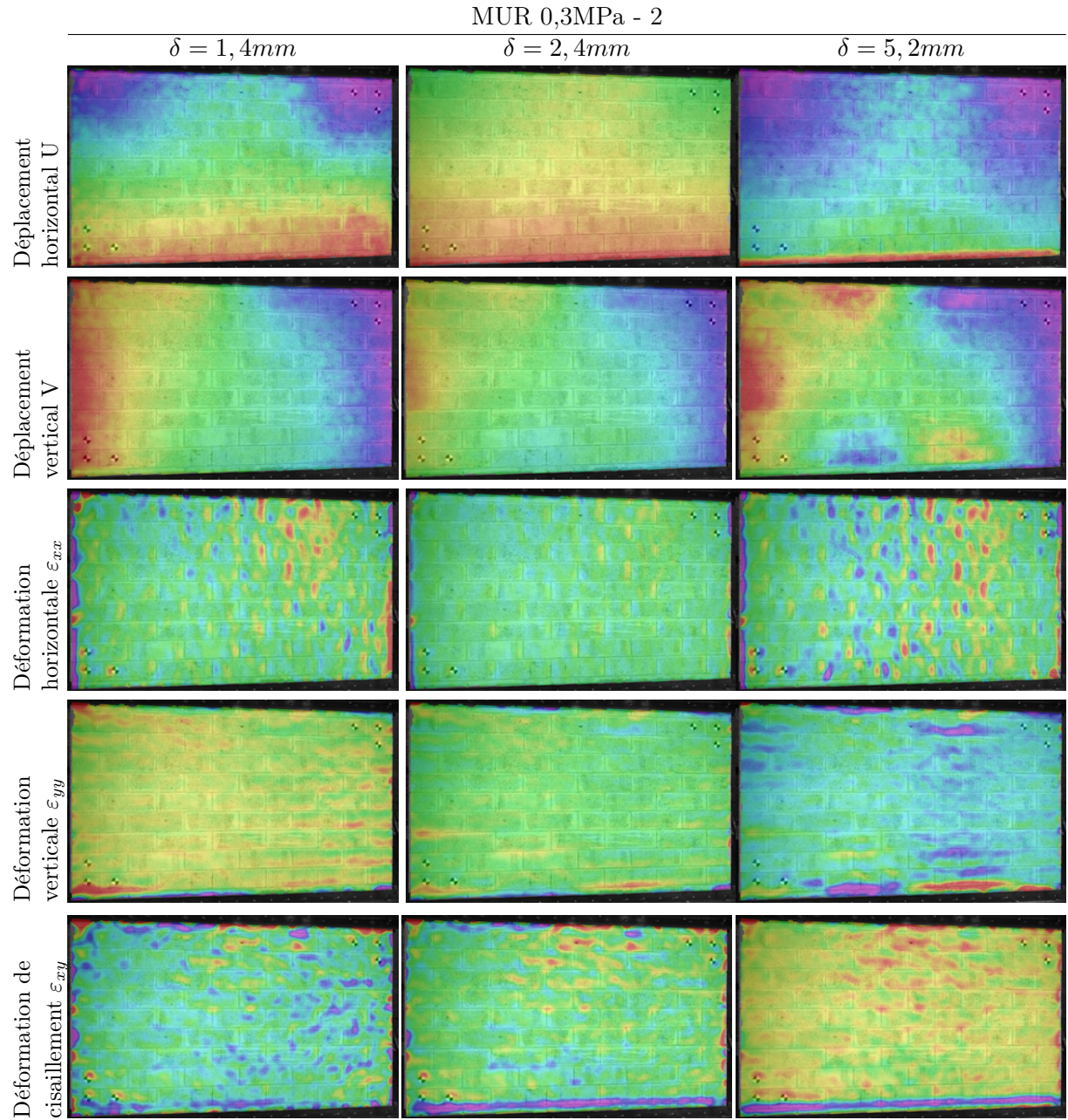


FIGURE B.4 – Champs de déplacements et de déformations du mur 0,3 MPa - 2 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ

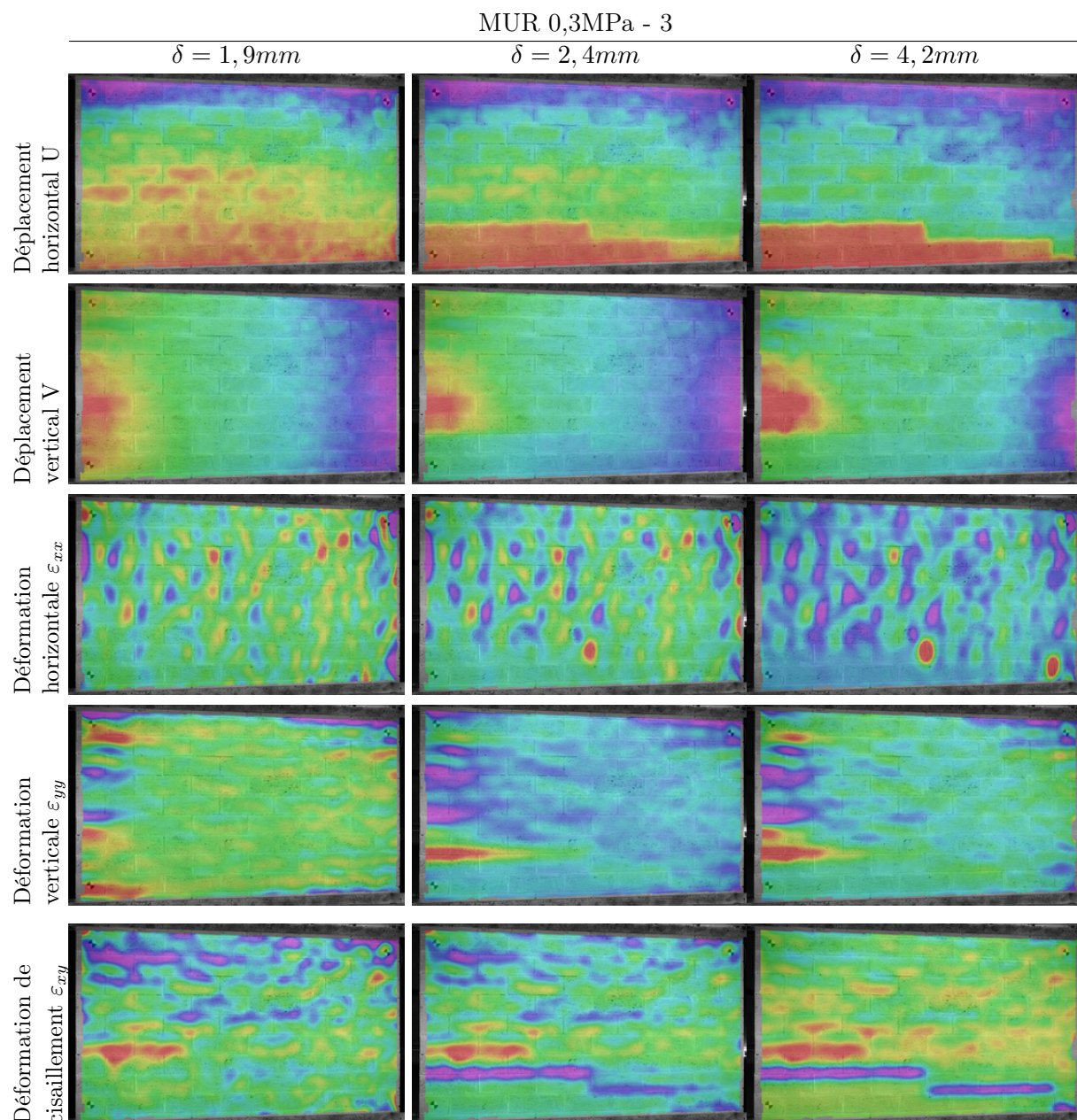


FIGURE B.5 – Champs de déplacements et de déformations du mur 0,3 MPa - 3 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ

B.2 Réponses expérimentales pour $\sigma_N = 0.4$ MPa

Réponses $F - \delta$ et Rotation- δ

Pour ce deuxième niveau de charge, une charge verticale de 111kN, *i.e.* 0.4 MPa de contrainte normale initiale, est transmise au mur et maintenue constante tout au long de l'essai. Des cycles de charge-décharge horizontale ont ensuite été appliqués au mur jusqu'à l'apparition de fissures dans les blocs les plus sollicités. La Figure B.6 présente les réponses force-déplacement des trois murs testés.

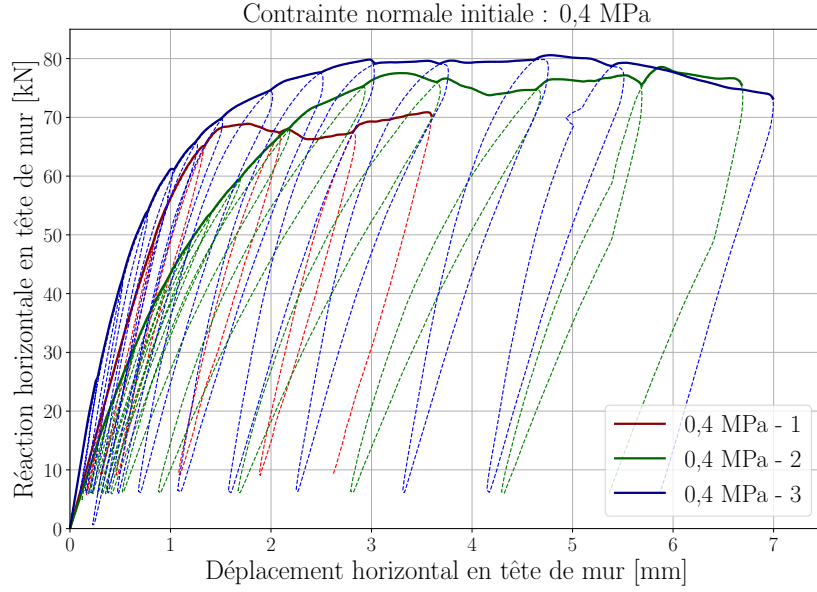


FIGURE B.6 – Réponses force déplacement des trois murs testés pour une charge verticale constante de 111 kN

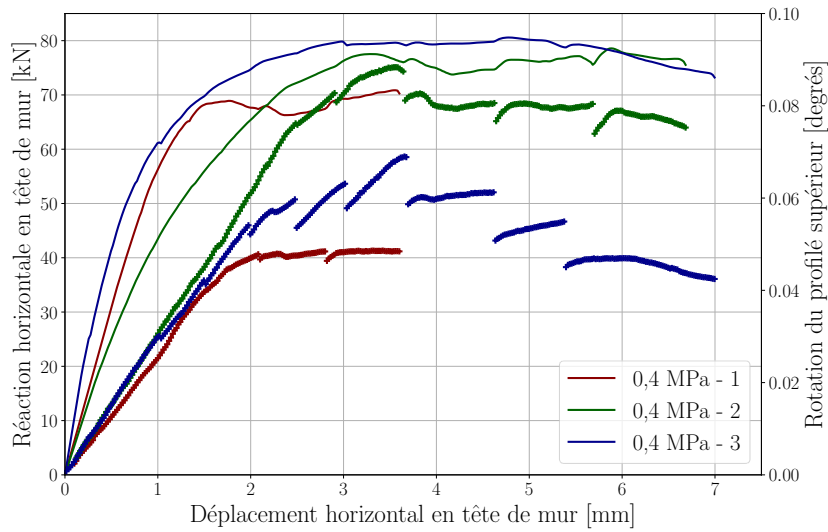


FIGURE B.7 – Rotation du profil supérieur

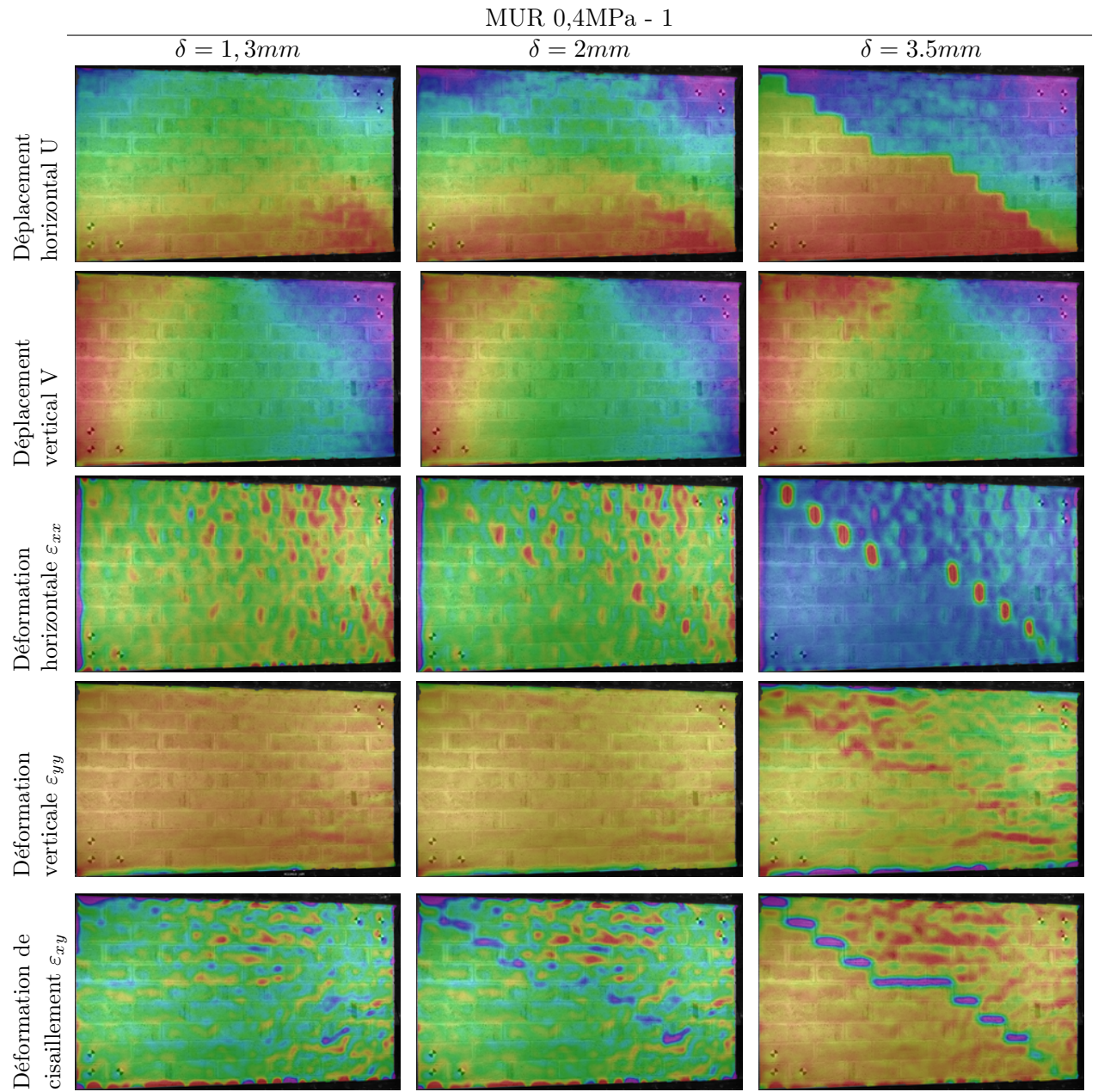


FIGURE B.8 – Champs de déplacement et de déformation du mur 0,4 MPa - 1 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ

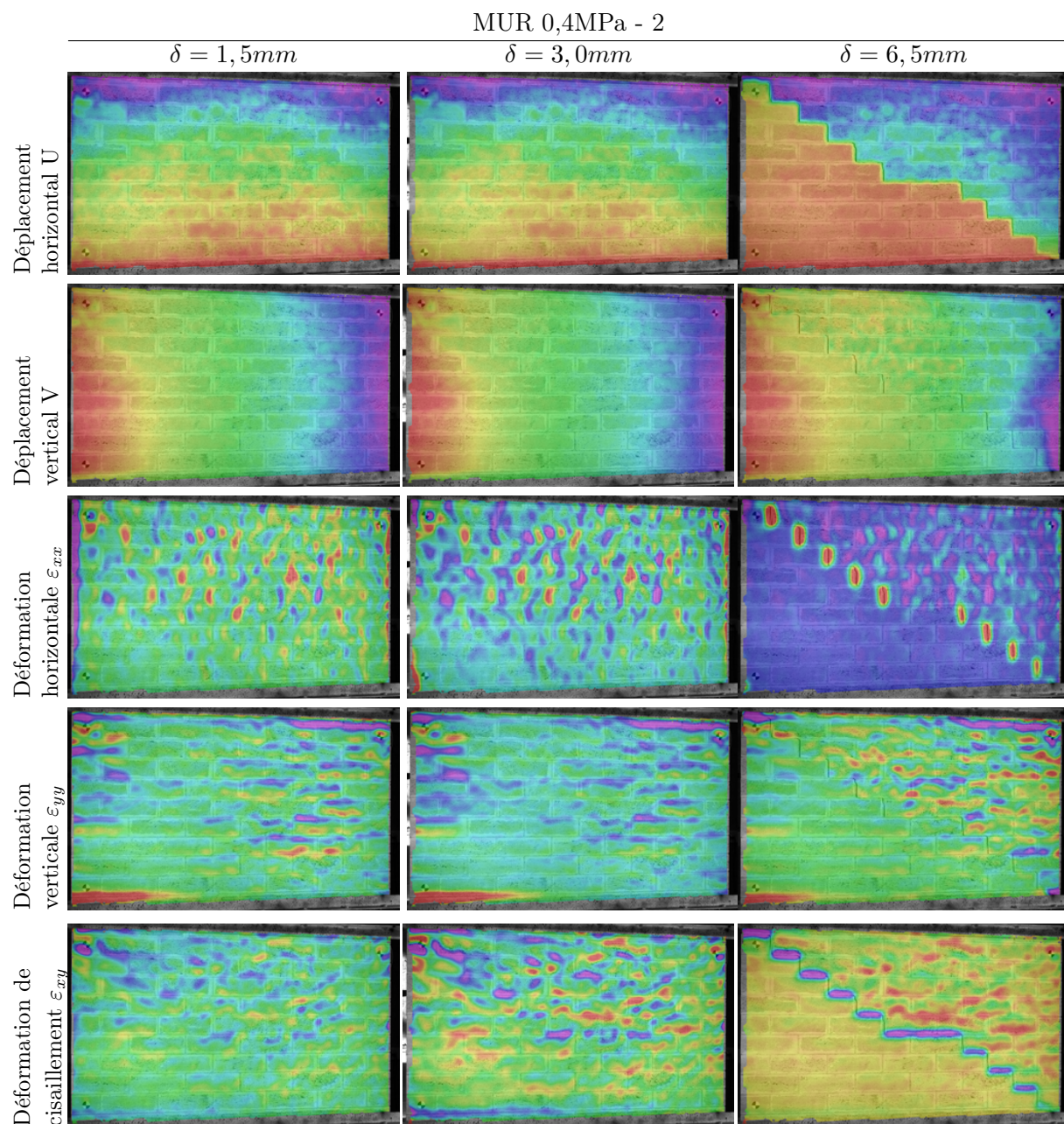


FIGURE B.9 – Champs de déplacements et de déformations du mur 0,4 MPa - 2 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ

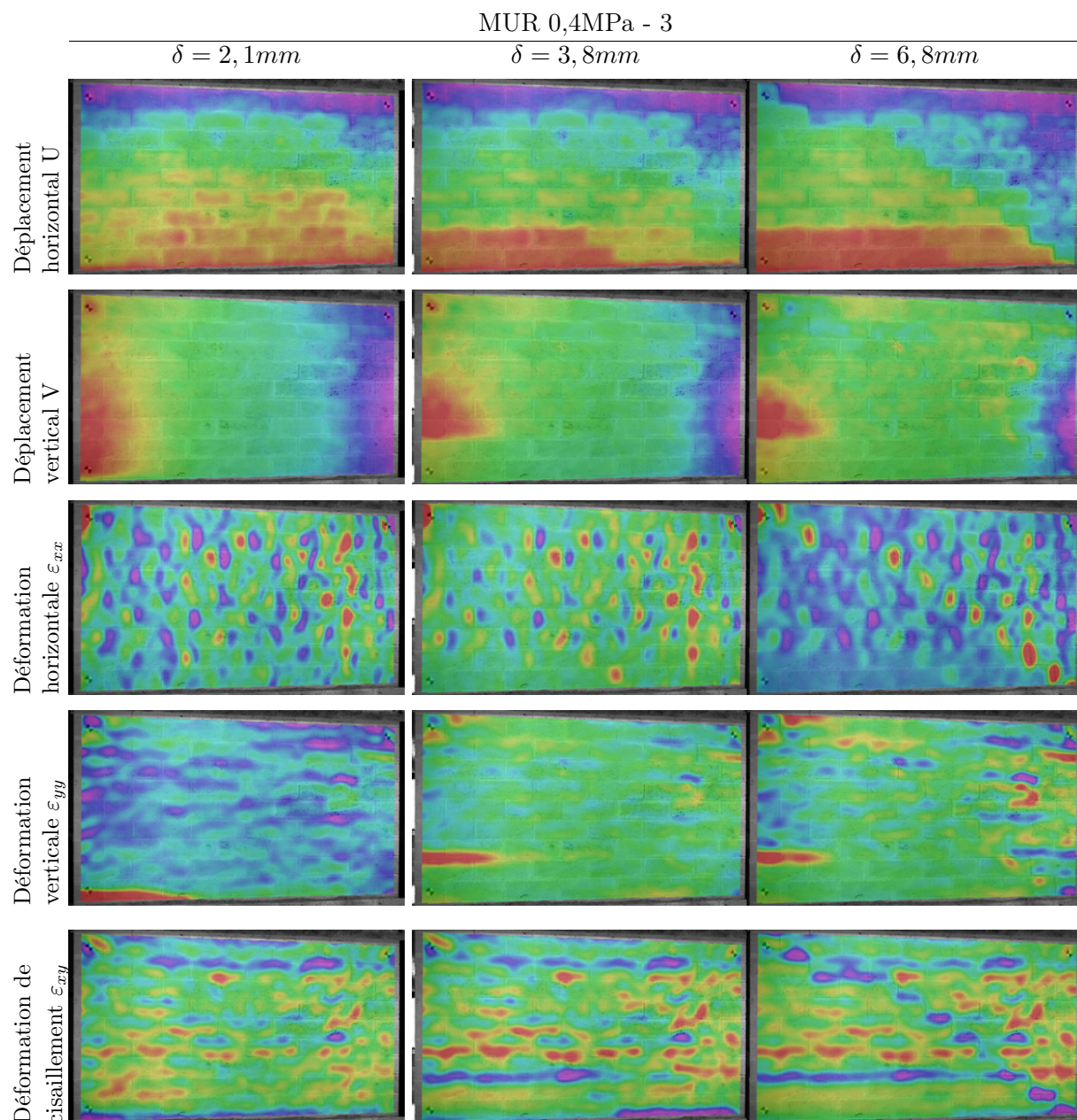


FIGURE B.10 – Champs de déplacement et de déformation du mur 0,4 MPa - 3 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ

B.3 Réponses expérimentales pour $\sigma_N = 0.5$ MPa

Les trois derniers murs ont été testés avec une charge verticale de 139kN, *i.e.* 0.5 MPa de contrainte normale initiale, maintenue constante durant l'application d'un effort horizontal en tête de mur en réalisant des cycles de charge-décharge par augmentation progressive du déplacement imposé. La Figure B.11 présente les réponses force-déplacement des trois murs testés.

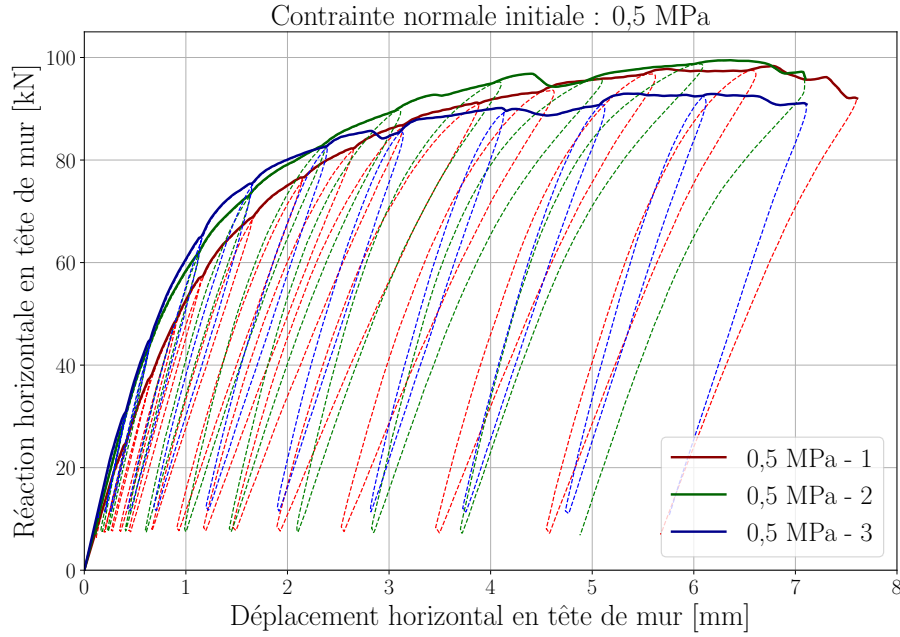


FIGURE B.11 – Réponses force-déplacement des trois murs testés pour une charge verticale constante de 139 kN

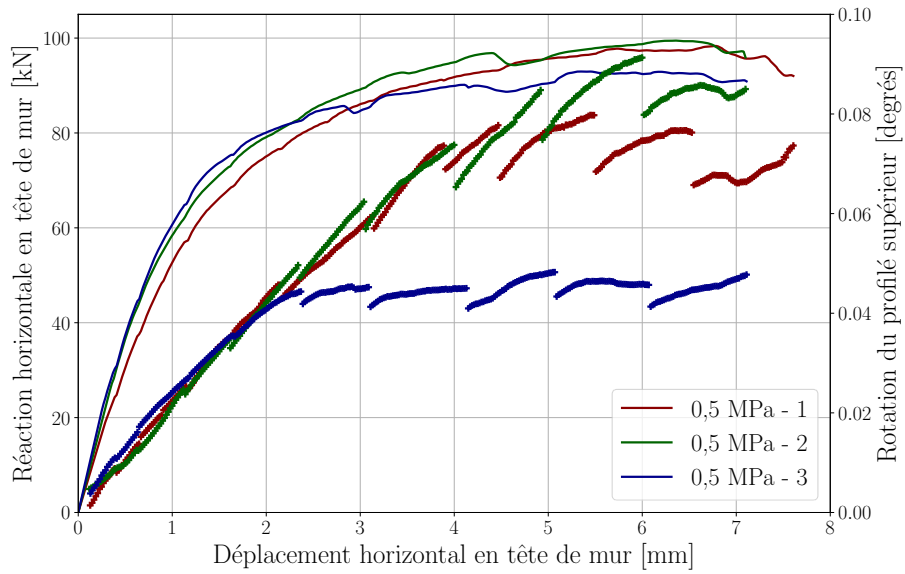


FIGURE B.12 – Rotation du profilé supérieur

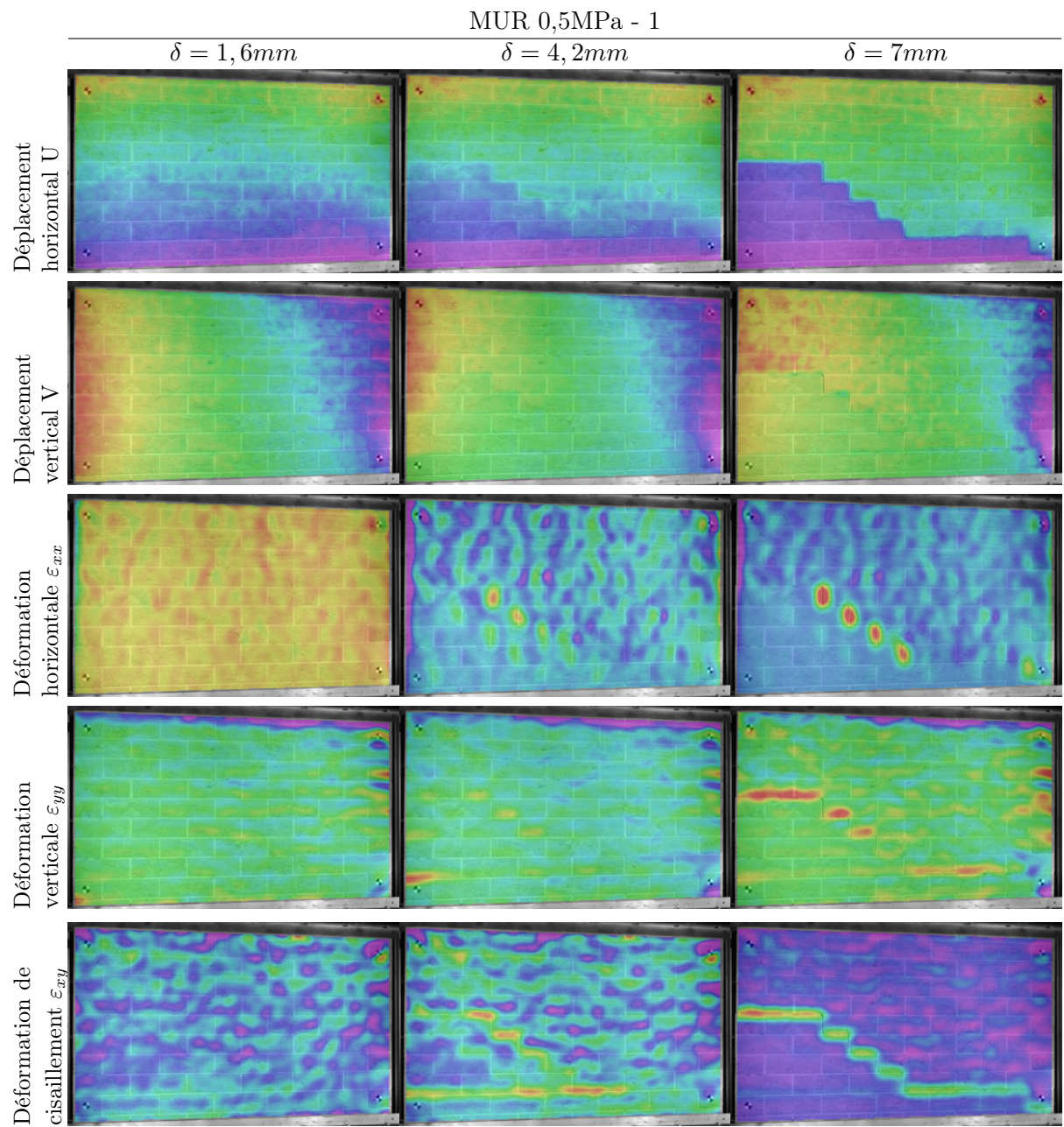


FIGURE B.13 – Champs de déplacements et de déformations du mur 0,5 MPa - 1 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ

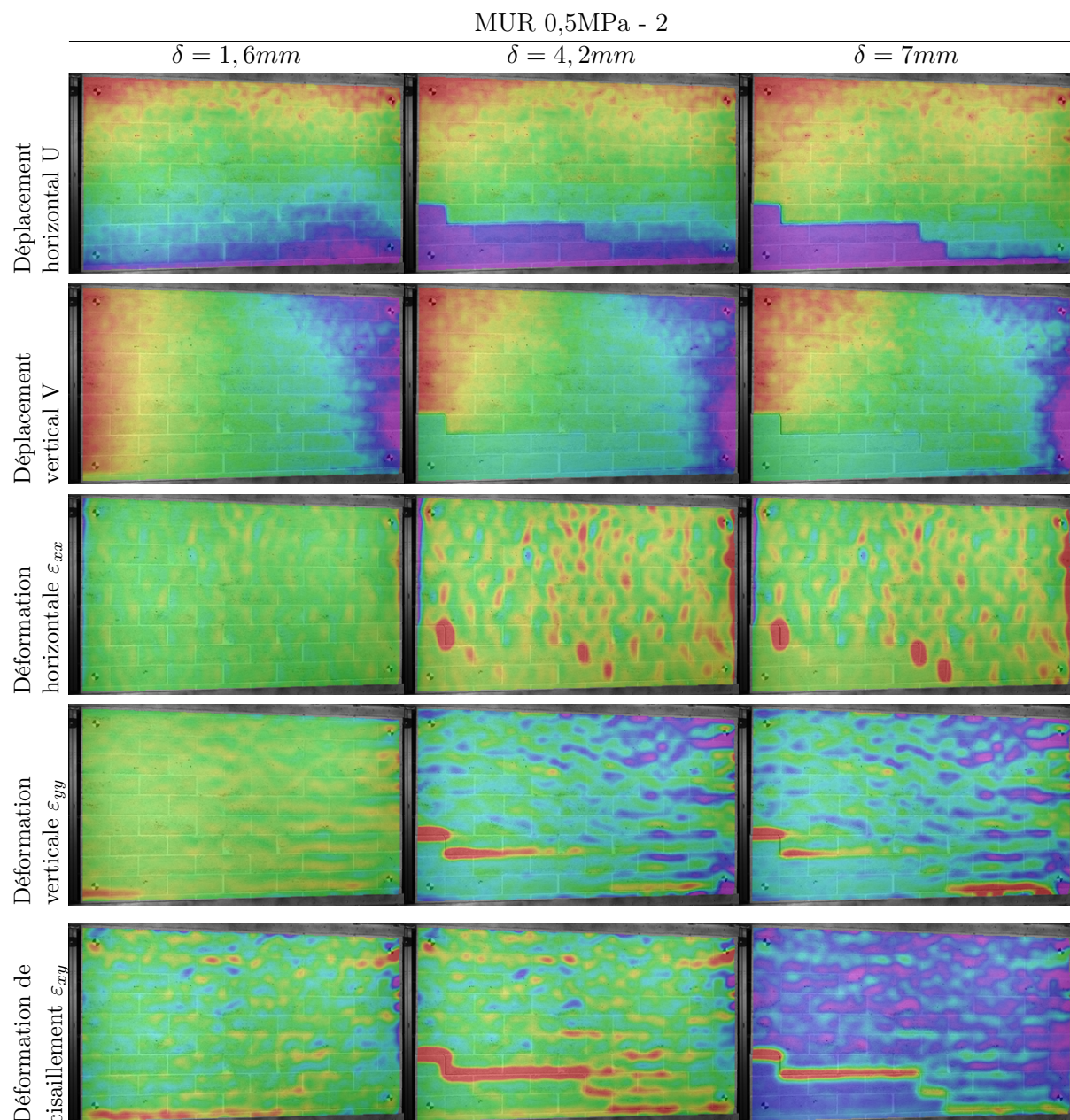


FIGURE B.14 – Champs de déplacements et de déformations du mur 0,5 MPa - 2 pour trois valeurs de déplacement horizontal en tête de mur δ

Annexe C

Influence du maillage et du nombre de points de contact sur la réponse numérique en cisaillement

Afin de mettre en évidence l'influence de la densité du maillage et des points de contact sur la réponse globale en cisaillement, 5 configurations de blocs ont été testées et sont résumées en Figure C.1. La nomenclature des configurations dépend du nombre mailles (M) dans l'élément et du nombre points de contact (PTC) en périphérie de l'élément. Notons que le temps de calcul dépend de la machine de calcul utilisée ainsi que des paramètres du modèle et est surtout renseigné afin d'ajouter un élément de comparaison entre les différentes configurations. A titre indicatif, la machine de calcul utilisée pour ces simulations numériques dispose de 2 processeurs Intel Xeon (2,93 GHz 6-Core) et de 64 Go de mémoire (1333 MHz).

Dans cette étude, seuls des sous-éléments quadrangulaires seront utilisés car la forme parallélépipédique des blocs se prête à cette géométrie de mailles et offre une bonne gestion des sous éléments du maillage.

Les réponses en cisaillement de ces 5 configurations de blocs sont résumées en Figure C.2. On constate que les configurations M2_PTC6 et M4_PTC8 semblent modifier significativement la réponse globale du modèle. La mauvaise description du comportement en cisaillement vient du manque de points de contact sur les demi-blocs. Afin de conserver une répartition homogène le long d'une interface horizontale, les demi-blocs présents dans le modèle sont maillés comme la moitié d'un bloc, comme le montre la Figure C.1. Par conséquent, les configurations avec un seul point de contact le long des lignes horizontales des demi-blocs favorise la rotation de ces derniers et par extension le déplacement horizontal du mur, modifiant ainsi les mécanismes de ruine.

Les réponses $F-\delta$ des 3 autres configurations (M2_PTC12, M4_PTC16 et M8_PTC24) semblent cohérentes et correspondent au comportement attendu. La densité du maillage ou l'augmentation du nombre de points de contact par éléments ne semble pas modifier significativement la réponse du modèle. Au vu du temps de calcul, la configuration M2_PTC12

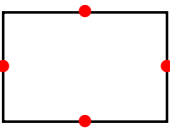
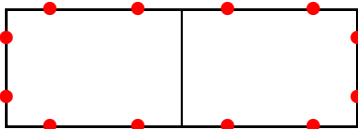
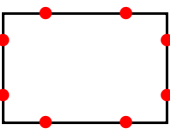
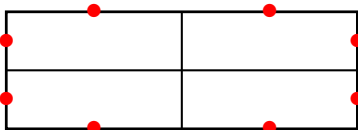
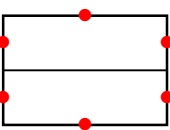
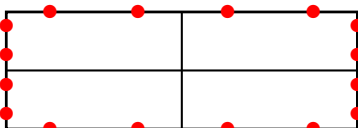
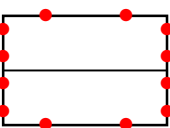
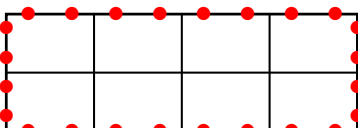
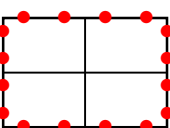
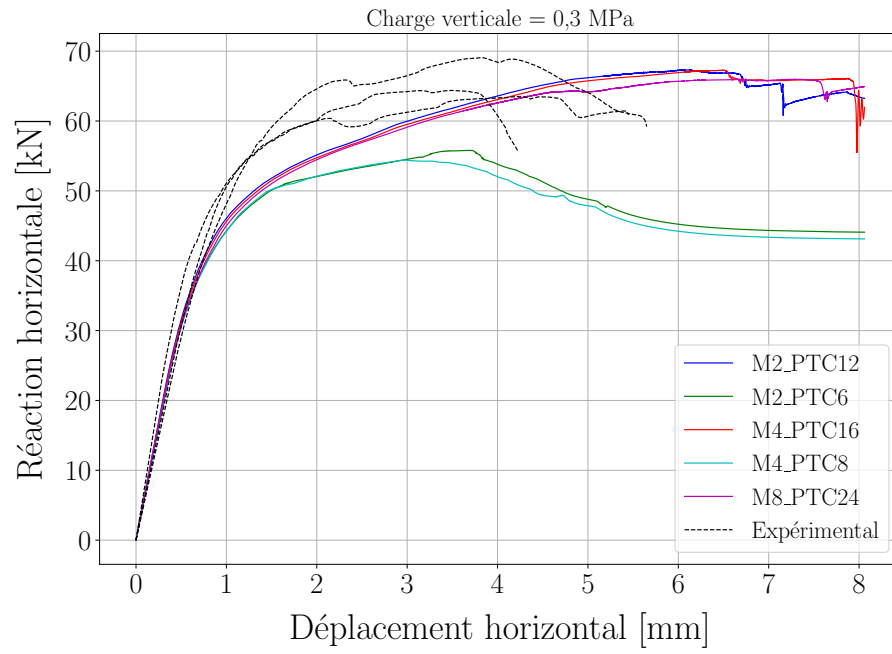
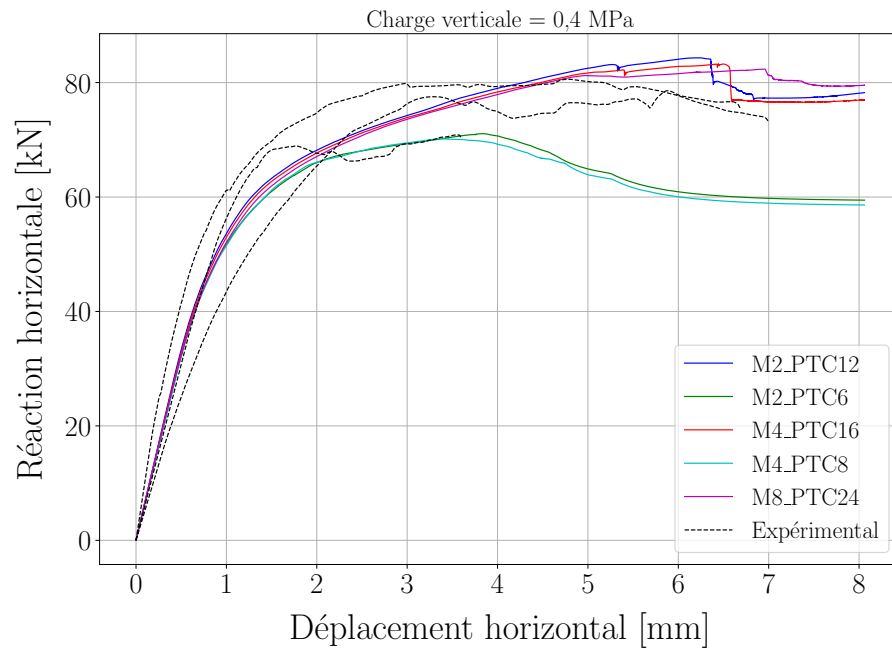
Nom	Bloc	Demi-bloc	Tps. de calcul (min)
M2_PTC6			79
M2_PTC12			160
M4_PTC8			115
M4_PTC16			215
M8_PTC24			453

FIGURE C.1 – Configurations des blocs testés pour la simulation numérique des panneaux maçonnés soumis au cisaillement

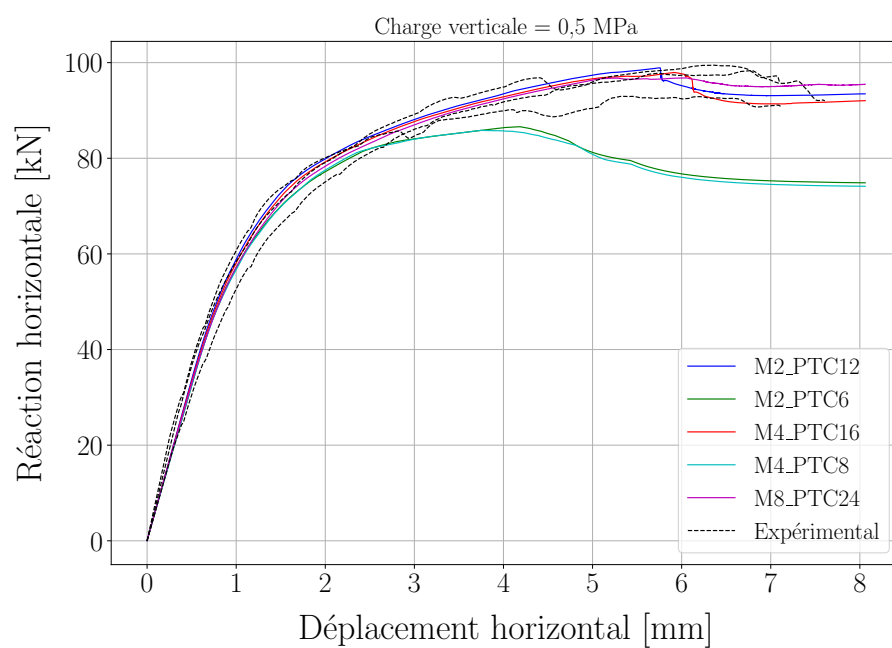
est retenue pour la validation numérique du modèle.



(a)



(b)



(c)

FIGURE C.2 – Influence du maillage et du nombre de points de contact sur la réponse globale du modèle ED

Annexe D

Influence de l'amortissement sur la modélisation discrète de panneaux maçonnés soumis au cisaillement

La capacité d'amortissement d'une structure est définie comme le rapport de l'énergie dissipée, dans un cycle d'oscillation, sur la quantité maximale d'énergie accumulée dans cette structure (Alipour et Zareian, 2008). Il existe de nombreux mécanismes d'amortissement dans une structure dont les plus connus sont l'amortissement des matériaux et l'amortissement interfacial. Le mécanisme d'amortissement interfacial est assuré par le frottement Coulomb (Chapitre 2). En revanche, les blocs ayant un comportement élastique isotrope non endommageable, ne dissipent pas d'énergie. Il est donc généralement nécessaire d'ajouter de l'amortissement au système afin de limiter les perturbations liées aux mouvements dynamiques des blocs.

En se plaçant dans les équations classiques de la dynamique des structures linéaires :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F(t) \quad (D.1)$$

où M la matrice de masse, C la matrice d'amortissement, k la matrice de raideur.

La méthode la plus couramment utilisée consiste à résoudre l'équation du mouvement en ajoutant de l'amortissement de Rayleigh C , connu sous le nom d'amortissement proportionnel ou d'amortissement classique, qui exprime l'amortissement comme une combinaison linéaire des matrices de masse M et de raideur K :

$$C = \alpha M + \beta K \quad (D.2)$$

où α [sec⁻¹] et β [sec] sont des scalaires réels.

La contribution αM permet d'amortir les mouvements de corps rigides tandis que βK permet de limiter les ondes/vibrations internes à un solide. La combinaison de ces 2 contributions, définie par le terme C , étant ajoutée au second terme de la loi de la dynamique (Equation (D)) elle est susceptible de fausser la dynamique générale du modèle

(Chetouane et al., 2002) si ce terme est trop important. Dans notre cas, nous souhaitons ajouter de la souplesse aux éléments déformables (terme βK) en proposant une étude de sensibilité du paramètre d'amortissement β sur la réponse globale en cisaillement.

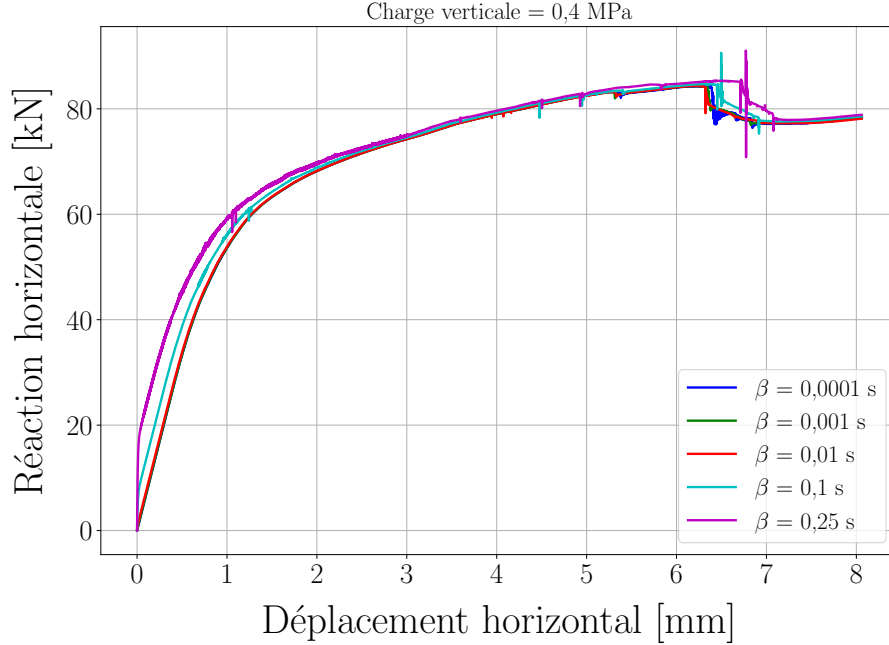


FIGURE D.1 – Réponses $F - \delta$ du modèle en fonction de l'amortissement de Rayleigh

Cinq valeurs de β sont testées numériquement (0.0001, 0.001, 0.01, 0.1 et 0.25 [sec]) afin d'étudier l'influence d'un amortissement de Rayleigh sur le comportement en cisaillement. Les réponses $F - \delta$ avec une charge verticale $\sigma_N = 0,4$ MPa sont illustrées en Figure D.1 pour chaque valeur de β . Rappelons que ces simulations numériques ont été obtenues pour une vitesse de déplacement horizontal en tête de mur $V_x = 1\text{mm/s}$ et que l'application de l'effort vertical σ_N et de la vitesse horizontale V_x sont appliqués de manière progressive (Partie 4.2.2). Au regard de la Figure D.1, on constate que le domaine élastique est décrit avec une précision raisonnable dès que $\beta \leq 0,01\text{s}$. Cependant, même si les réponses numériques pour $\beta = \{0,01, 0,001, 0,0001\}$ décrivent correctement le comportement mécanique du mur, la réponse pour $\beta = 0,001\text{s}$ semble la plus stable tout au long de l'essai et sera donc la valeur conservée pour les simulations de référence.

Annexe E

Etude de sensibilité des paramètres cohésifs sur la réponse du modèle ED

E.1 Charge verticale $\sigma_N = 0,3$ MPa

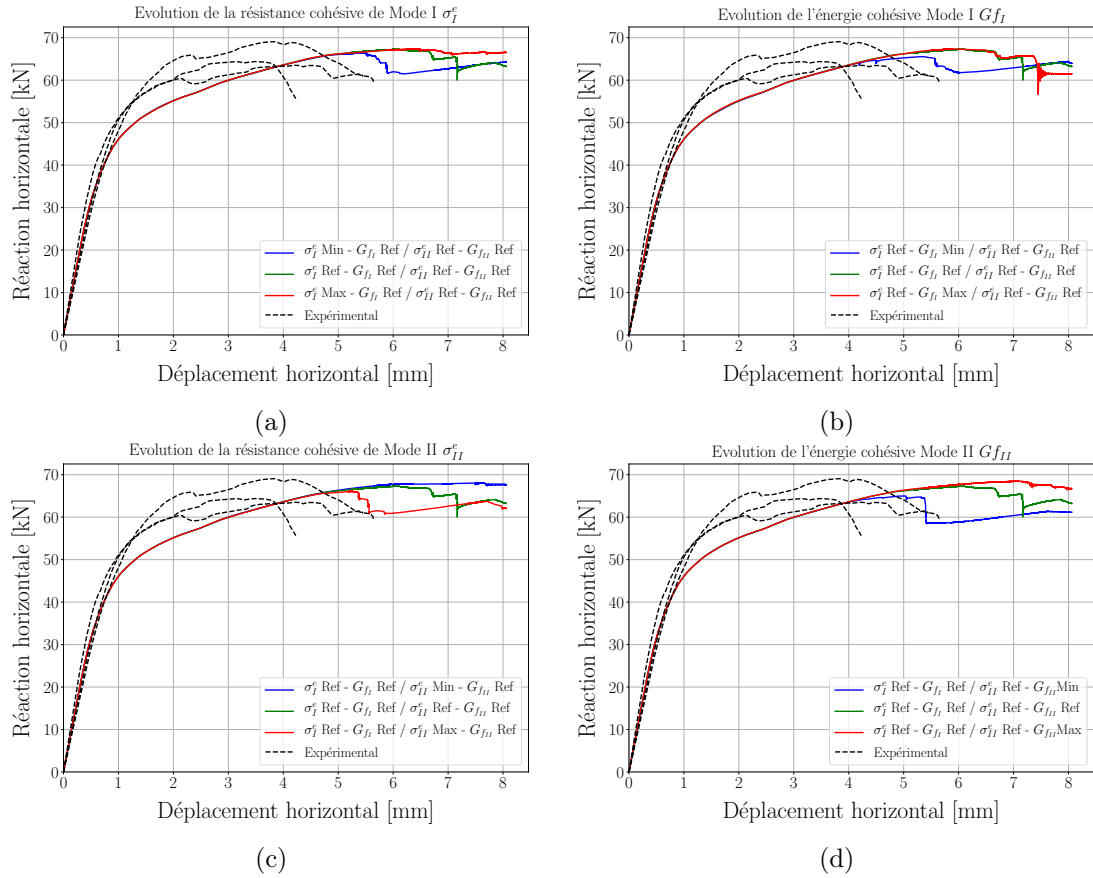


FIGURE E.1 – Etude de sensibilité des paramètres cohésifs menée indépendamment sur (a) σ_I^e , (b) G_{fI} , (c) σ_{II}^e et (d) G_{fII} , pour $\sigma_N = 0,3$ MPa

E.2 Charge verticale $\sigma_N = 0,5$ MPa

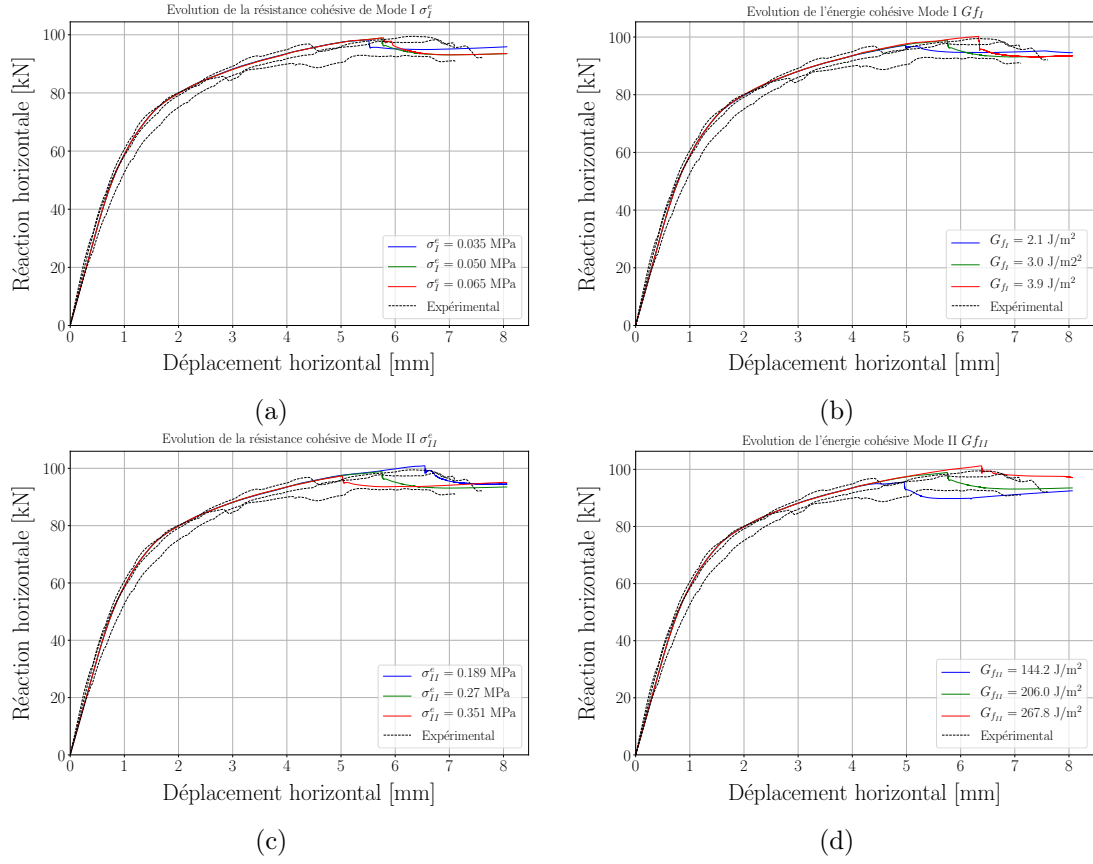


FIGURE E.2 – Etude de sensibilité des paramètres cohésifs menée indépendamment sur (a) σ_f^e , (b) G_{fI} , (c) σ_{fII}^e et (d) G_{fII} , pour $\sigma_N = 0,5$ MPa