

UNIVERSITÉ DE REIMS CHAMPAGNE-ARDENNE

**THÈSE**

pour obtenir le grade de

**DOCTEUR de l'UNIVERSITÉ de REIMS  
CHAMPAGNE-ARDENNE**

Discipline : GENIE CIVIL

Présentée et soutenue publiquement  
le 8 décembre 2006

par

**Fazia FOUCHAL**

Ingénieur en Génie Civil diplômée de l'Université des Sciences et de Technologie USTHB d'Alger-  
ALGERIE

**CONTRIBUTION À LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE  
DES INTERFACES  
DANS LES STRUCTURES MAÇONNÉES**

Directeur de thèse : **Frédéric LEBON**

**JURY**

A. AGBOUSSOU	Rapporteur et Président de jury Professeur des universités à Polytech' Savoie
E. JACQUELIN	Rapporteur Professeur des Universités à l'université Claude Bernard Lyon I
Y. DELMAS	Co-directeur de thèse Professeur des universités à l'URCA Reims
F. LEBON	Directeur de thèse Professeur des universités à l'université de Provence
I. TITEUX-PETH	Examinatrice Maître de conférences à L'URCA Reims
A. GABOR	Examinateur Maître de conférences à l'université Claude Bernard Lyon I

Thèse préparée au sein du Laboratoire de Mécanique et d'Acoustique, LMA CNRS à  
Marseille

et du Groupe de Mécanique, Matériaux et Structures, GMMS à Reims



*Au nom de dieu, le clément, le miséricordieux,  
" Seigneur, fais que mon coeur s'ouvre à la lumière !  
Fais que ma mission me soit plus aisée à remplir !  
Délie ma langue de tous embarras,  
Afin qu'on puisse comprendre ce que je dis  
... "*



## Remerciements

Les travaux de recherches de ma thèse ont été effectués en collaboration entre le Laboratoire de Mécanique et d'Acoustique (LMA) de Marseille et le Groupe de Mécanique et Matériaux de Structure (GMMS), je tiens à adresser mes remerciements à ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

M. Frédéric LEBON, Professeur de l'université de Provence -LMA, directeur de ma thèse, est la première personne à qui je souhaite exprimer ma reconnaissance et adresser mes plus profonds remerciements. Sa grande connaissance scientifique, son fort soutien moral, ses facultés humaines et toute la confiance qu'il m'a accordée m'ont aidé à surmonter les difficultés rencontrées au cours de ma thèse.

M. Yves DELMAS, Professeur à l'université de Reims Champagne-Ardenne - GMMS, d'avoir accepté de co-diriger cette thèse et de ces précieux conseils.

Mme Isabelle TITEUX-PETH , Maître de Conférences- HDR à l'université de Reims Champagne-Ardenne -GMMS, pour ses compétences scientifiques et pour son soutien et sa disponibilité durant toute ma thèse. Et pour laquelle j'en témoigne une immense gratitude.

M. Amen Edem AGBOUSSOU, Professeur à l'université de Savoie -LOCIE, et M. Eric JACQUELIN, Professeur à Université de Lyon I - LBMC, m'ont fait un grand honneur de s'intéresser et d'accepter d'être rapporteur de ce travail.

Aron GABOR, Maître de Conférences à Université Lyon I- LGCIE, qui a accepté d'examiner ce travail, je tiens à le remercier particulièrement pour l'intérêt qu'il porte pour cette présente étude et ces conseils avisés.

Jules ASSI, Maître de conférences à l'université de Reims Champagne-Ardenne - GMMS, à qui je tiens à remercier pour son soutien, son aide précieuse et le temps qui m'avait consacré pour effectuer les essais mécaniques.

Je tiens à exprimer ma gratitude à Frédéric DUBOIS, Ingénieur de recherche CNRS à l'université de Montpellier 2 - LMGC, développeur du code de calcul LMGC90 pour son expé-

rience et ces connaissances dans le domaine numérique. Également je voudrais exprimer mes sincères remerciements pour l'aide précieuse qu'il m'a apportée, pour ses réponses à mes nombreuses interrogations et la correction des bugs informatiques.

M. YQ GUO et M. Alex LI, Professeurs à l'université de Reims Champagne-Ardenne - GMMS, de m'avoir accueilli dans leur groupe.

Je remercie Michel RAOUS de m'avoir accepté au LMA ainsi que tout les membres de l'équipe MMC : Annie Fornacciari, Alain Rimeymeille, Iulian Rosu, Alain Léger, Elaine Pratt, Marius Cocou, Martine Culioli pour leur amabilité et leur sympathie qui m'ont permis d'intégrer facilement leur équipe. Également, je remercie tout le personnel du groupe GMMS.

Un grand merci à tout mes amis et les thésards présents avant et pendant la thèse : Samia, Tamim, Amir, Omar, Katya, Odel, Sulyamne, Loubna, Alex, Rachida, Nora, Lynda, Hanane, François, Mathieu, Fred, Steph, Miguel, Céline, Cédric, Amna, Fazou, Sophie, Salim, Wafaa, Seda et sa petite famille, Khadija ma voisine et son mari Nordinne, Sonia et sa petite famille, Mourad ... Clin d'oeil particulier à Claire pour son soutien pendant la dernière ligne droite de ce travail.

Finalement, je voudrais remercier toute ma famille : soeurs, frères nièces et neveux qui se trouvent de l'autre côté de la méditerranée à Alger, en France et en Angleterre pour m'avoir toujours soutenue et encouragée. En particulier, j'aimerais dire merci à ma mère et à mon père pour tout.





# Table des matières

<b>1</b>	<b>Maçonnerie</b>	<b>19</b>
1.1	Introduction . . . . .	21
1.2	Historique de la maçonnerie . . . . .	21
1.3	Caractéristiques des constituants de la maçonnerie . . . . .	23
1.3.1	Les briques . . . . .	23
1.3.1.1	Briques de laitier . . . . .	24
1.3.1.2	Briques silico-calcaires . . . . .	24
1.3.2	Les joints de mortier . . . . .	25
1.4	Propriétés mécaniques de la maçonnerie . . . . .	27
1.4.1	Comportement sous sollicitation de compression uniaxiale . . . . .	27
1.4.2	Comportement sous sollicitation de traction uniaxiale . . . . .	28
1.4.3	Comportement biaxial . . . . .	29
1.4.4	Comportement au cisaillement . . . . .	31
1.4.4.1	Modes de rupture dus au cisaillement dans le plan du mur . . . . .	31
1.4.4.2	Théorie de rupture en cisaillement d'un mur dans son plan d'après Mann/Muller . . . . .	33
1.5	Influence des facteurs extérieurs sur les structures maçonnerées . . . . .	36
1.5.1	Introduction . . . . .	36
1.5.2	Les fissures . . . . .	36
1.5.2.1	Définition des concepts . . . . .	36
1.5.2.2	Les fissures dans la maçonnerie . . . . .	37
1.5.3	La température . . . . .	38
1.5.4	L'humidité . . . . .	38
1.5.5	Facteurs chimiques . . . . .	38
1.5.6	Effet des séismes sur les constructions maçonnerées . . . . .	39
1.5.6.1	Généralités . . . . .	39
1.5.6.2	Risques sismiques sur la construction . . . . .	41

1.5.6.3	Dommages sismiques sur les structures maçonnées . . . . .	41
1.6	Mécanisme d'endommagement et de ruine des constructions maçonnées . . .	43
1.6.1	Vulnérabilité du bâti ancien . . . . .	43
1.6.2	Conséquences dues au non entretien du bâti ancien . . . . .	44
1.6.3	Quelques techniques anciennes pour l'entretien des constructions ma- çonnées . . . . .	46
1.6.3.1	Les Contreforts . . . . .	48
1.6.3.2	Les arcs de confortement . . . . .	48
1.6.3.3	Les tirants . . . . .	49
1.6.3.4	Les ouvertures bouchées . . . . .	49
1.6.3.5	Les escaliers contreforts . . . . .	49
1.6.3.6	Les arcs de décharge . . . . .	50
1.7	Modélisation des structures maçonnées . . . . .	52
1.7.1	Introduction . . . . .	52
1.7.2	Approche globale . . . . .	54
1.7.2.1	Définition . . . . .	54
1.7.2.2	Méthodes de calcul . . . . .	55
1.7.3	Approche par l'homogénéisation . . . . .	58
1.8	Modélisation du comportement des interfaces dans les structures maçonnées	60
1.8.1	Rupture fragile . . . . .	61
1.8.2	Rupture quasi-fragile . . . . .	61
1.8.2.1	Généralités . . . . .	61
1.8.2.2	Modèle d'interface élasto-plastique avec adoucissement . . .	61
1.8.3	Modèles d'endommagement . . . . .	70
1.8.3.1	Commentaires sur le modèle d'endommagement local pour le joint de mortier . . . . .	73
1.8.4	Conclusions et synthèses . . . . .	75
<b>2</b>	<b>Étude expérimentale</b>	<b>79</b>
2.1	Introduction . . . . .	81
2.2	Les propriétés des matériaux . . . . .	81
2.2.1	Mortier . . . . .	81
2.2.1.1	Mesures des résistances à la compression et à la traction . .	82
2.2.2	Briques . . . . .	84
2.2.2.1	Essai de compression unidirectionnelle . . . . .	85
2.2.2.2	Briques pleines . . . . .	87

2.2.2.3	Briques creuses . . . . .	94
2.3	Comportement mécanique des maçonneries . . . . .	102
2.3.1	Introduction . . . . .	102
2.3.2	Détermination de la résistance initiale au cisaillement . . . . .	103
2.3.3	Procédé expérimental . . . . .	104
2.3.4	Essai sur les couplets . . . . .	105
2.3.4.1	Cas de briques pleines . . . . .	105
2.3.4.2	Modes de rupture . . . . .	106
2.3.4.3	Cas de briques creuses . . . . .	109
2.3.4.4	Modes de rupture . . . . .	109
2.3.4.5	Commentaires . . . . .	112
2.3.5	Essai sur les triplets . . . . .	112
2.3.5.1	Cas de briques pleines . . . . .	113
2.4	Cas de briques creuses . . . . .	116
2.4.0.2	Commentaires . . . . .	117
2.5	Conclusion et synthèse . . . . .	120
<b>3</b>	<b>Étude numérique</b>	<b>123</b>
3.1	Introduction . . . . .	125
3.2	Modèle et code de calcul . . . . .	125
3.2.1	Historique et présentation du code LMGC90 . . . . .	125
3.2.2	Organisation du code LMGC90 . . . . .	126
3.2.3	Lois d'interaction . . . . .	127
3.2.3.1	Lois de contact unilatéral- Condition de SIGNORINI . . . . .	127
3.2.3.2	Lois de frottement . . . . .	130
3.2.3.3	Stratégie de résolution . . . . .	130
3.2.3.4	Macro-langage . . . . .	132
3.2.3.5	Gestion de contact frottant dans LMGC90 . . . . .	132
3.2.4	Introduction des données dans LMGC90 . . . . .	133
3.2.5	Présentation du modèle d'adhésion . . . . .	133
3.2.5.1	Hypothèses et notations . . . . .	133
3.2.5.2	Énergie libre et Lois d'état . . . . .	133
3.3	Résultats numériques . . . . .	138
3.3.1	Simulations sur les exemples traités expérimentalement . . . . .	139

3.3.1.1	Simulation du comportement au cisaillement de triplet en briques pleines : <i>cas d'interface fissurée</i> . . . . .	140
3.3.1.2	Simulation du comportement de triplets en briques pleines : <i>cas d'interface et mortier fissurés</i> . . . . .	143
3.3.1.3	Simulation du comportement de triplet en briques creuses .	148
3.3.1.4	Simulation du comportement de couplets en briques pleines et creuses . . . . .	156
3.3.2	Simulation sur d'autres exemples traités dans la littérature . . . . .	163
3.3.2.1	Simulation du comportement d'un muret . . . . .	163
3.3.2.2	Simulation du comportement d'un mur soumis à une compression diagonale : Essai RILEM . . . . .	166
3.3.2.3	Simulation du comportement d'un mur soumis à une charge verticale uniformément répartie et à une charge ponctuelle horizontale sur le bord supérieur . . . . .	177
3.3.3	Conclusion et synthèse . . . . .	179





# Introduction générale

Cette étude entre dans le cadre d'une collaboration entre le Laboratoire de Mécanique et d'Acoustique (*LMA*) de Marseille et le Groupe de Mécanique et des Matériaux de Structure (*GMMS*) de Reims. Le but de ce travail est d'étudier le comportement expérimental et théorique des structures maçonnées. Nous avons pu bénéficier dans ce contexte de l'expérience du (*GMMS*) dans le domaine du Génie Civil et de celle du (*LMA*) dans celui de la modélisation.

Généralement, les structures maçonnées sont soumises à plusieurs facteurs extérieurs et intérieurs qui les rendent vulnérables. Le temps, l'espace (lieu, environnement, ...) et les matériaux de construction sont parmi les facteurs déterminants pour la survie de ces structures. De plus le rôle (principal ou secondaire) attribué aux éléments en maçonnerie dans une structure influence également leur résistance. La maçonnerie est un matériau anisotrope, composé de brique et de mortier, ceci nécessite l'étude de son comportement suivant les deux directions perpendiculaire et parallèle au joint de mortier. Par ailleurs, la connaissance et la détermination de leur comportement mécanique est indispensable afin de prédire leur tenue et leur avenir. En effet, de nombreux auteurs (expérimentateurs) se sont penchés sur cette question dans le but de comprendre le comportement de ces structures sous les différentes sollicitations auxquelles elles sont soumises régulièrement :

- la compression uniaxiale
- la traction uniaxiale
- le chargement biaxial
- le cisaillement

Toutes ces sollicitations ont des conséquences considérables sur la résistance des maçonneries. En revanche, il a été constaté que les cas les plus désastreux et les plus imprévisibles sont dus aux sollicitations de cisaillement produites par les efforts horizontaux tels que les séismes. Les modes de rupture observés lorsque ces efforts sont appliqués dans le plan sont souvent de même type, il s'agit de l'apparition de fissures le long de la diagonale comprimée jusqu'à l'effondrement total. Nous allons nous intéresser à ce cas de figure dans la suite de notre travail.

Les conclusions tirées à partir des nombreuses études effectuées à ce sujet convergent vers une conclusion sur leur comportement qui est fortement lié à la présence des discontinuités (matériau composé). Au niveau de ces discontinuités se développent les non linéarités qui fragilisent le comportement global. En particulier, ces discontinuités se situent au niveau des interfaces entre les différents constituants. Nous allons consacrer la présente étude à ce point délicat qui est la modélisation numérique des interfaces entre la brique et le mortier dans les structures maçonnées.

Une étude bibliographique de l'analyse numérique et analytique des structures maçonnées nous a permis de mieux cerner la problématique dans ce domaine, notamment comprendre la réponse des maçonneries sous diverses sollicitations. Nous pouvons distinguer clairement deux approches différentes pour aborder ce sujet, nous allons les nommer dans la suite du manuscrit "approche globale" et "approche par l'homogénéisation". Dans la première, on considère la structure maçonnée comme un matériau hétérogène ce qui implique de prendre en considération la géométrie et la constitution des matériaux. Dans la seconde, on considère que la maçonnerie est un matériau homogène. Dans cette optique, les modèles proposés dans la littérature sont basés sur l'une ou l'autre approche, en fonction de ce que l'on souhaite résoudre et à quel niveau d'échelle et de précision on se place.

Néanmoins, les problèmes de non-linéarités évoqués plus haut sont loin d'être résolus de par la caractéristique complexe des phénomènes mécaniques de rupture qui se développent au niveau des interfaces. Il faut savoir que les principaux phénomènes gouvernant la ruine sont l'adhérence, le glissement, le frottement, l'endommagement, ... Actuellement, les modèles connus qui prennent en considération ces phénomènes et plus précisément l'endommagement sont en général des modèles "*d'interphase*". Ceci nous a conduit à proposer un modèle qui prenne en compte l'endommagement de "*l'interface*" entre la brique et le mortier. Le modèle que nous avons adopté pour cette étude est le modèle d'adhésion RCCM qui permet de coupler les conditions de contact unilatéral, de frottement, d'adhésion et l'endommagement qui gouverneront l'état de l'adhésion du contact.

Pour notre étude nous avons traité deux volets. Le premier volet a été consacré à l'étude expérimentale dans le but d'identifier les lois d'interfaces qui gouvernent les structures à l'échelle locale. Ces structures sont des assemblages de maçonnerie composées de couplets et de triplets en briques pleines et creuses. Le second volet a été dédié à la présentation du modèle RCCM, à la modélisation numérique des exemples que nous avons traités expérimentalement et à la modélisation d'autres applications de structures complexes.

Le manuscrit sera structuré en trois parties de la manière suivante :

1. Dans la première partie, concernant l'étude bibliographique, nous allons présenter une synthèse de l'état de l'art de la maçonnerie d'un point de vue général. Ensuite nous abordons les aspects liés à la modélisation de leur comportement et à la modélisation des interfaces dans ces structures.

2. Dans la seconde partie, nous présentons une campagne d'essais que nous avons menée afin de caractériser les propriétés des matériaux nécessaires pour les simulations numériques. Nous présentons ensuite, une étude approfondie sur le comportement mécanique à l'échelle locale des maçonneries composées de structures simples (couplets et triplets).
3. Dans la troisième et dernière partie, nous exposons les résultats des tests numériques que nous avons effectués avec le code LMGC90 sur de différents assemblages de maçonnerie (couplets, triplets, murs, ...).



Chapitre 1

Maçonnerie



## 1.1 Introduction

Par définition la maçonnerie est l'art qui consiste à ranger des pierres avec du mortier ou avec une autre liaison. Elle est également définie comme étant une construction dans laquelle on emploie de la pierre, de la brique, du mortier . . . . C'est cette dernière définition que nous avons retenue pour toute notre étude. Dans ce chapitre, nous allons présenter une synthèse bibliographique. Nous aborderons successivement les points suivants :

- l'historique de la maçonnerie ;
- le comportement des constituants et des structures en maçonnerie ;
- la modélisation des structures et du comportement des interfaces.

## 1.2 Historique de la maçonnerie

La maçonnerie est le plus ancien matériau utilisé dans la construction qui trouve encore sa place dans la construction industrielle moderne, ceci malgré l'utilisation intensive de matériaux de construction comme le béton ou l'acier. Des améliorations importantes ont été apportées à ce matériau, mais la technique d'empilement des briques ou des pierres est restée essentiellement la même au fil du temps. Ceci lui donne une caractéristique simple et très particulière et offre beaucoup d'avantages dans la construction tels que : l'esthétique, la solidité, la durabilité, la bonne isolation phonique et thermique, la protection contre le feu ... Elle peut également jouer le rôle de murs porteurs dans une structure puisqu'elle possède une bonne résistance aux efforts horizontaux notamment aux efforts sismiques.

Les archéologues ont constaté que l'évolution culturelle de l'humanité est passée par trois âges : l'âge de pierre, l'âge de bronze et l'âge de l'acier. Une civilisation peut atteindre le sommet de la gloire lorsqu'elle arrive à avancer suffisamment dans les domaines économique et social. La construction de cités et de monuments est alors un élément primordial de développement. On constate que les premières maçonneries datent de l'âge de pierre. L'art de l'architecture remonte donc à très longtemps, aux premières civilisations ; depuis ces époques lointaines la maçonnerie est devenue une technique de construction très répandue. Le premier matériau qui a été utilisé dans la maçonnerie est probablement la pierre. Les plus anciennes constructions de maçonnerie en pierres séchées au soleil ont été retrouvées près de Lake Hullen en Israël et datent d'environ 9000-8000 avant Jésus-Christ. De nombreuses constructions maçonnées en pierre ont survécu jusqu'à ce jour, et témoignent de la puissance des cultures anciennes et médiévales. Citons l'architecture égyptienne avec les pyramides des pharaons (environ 2800-2000 avant Jésus-Christ), l'architecture romaine (environ 0-1200 après Jésus-Christ) avec les temples, les palais, les arches, les colonnes, les barrages et les aqueducs ..., l'architecture gothique (environ 1200-1600 après Jésus-Christ) avec les magnifiques cathédrales et bien d'autres constructions. C'est avec les maçons de l'époque gothique que l'art de découper les pierres a atteint toute sa splendeur.

A présent, la pierre reçoit un nouveau rôle dans la construction industrielle du fait de ses

difficultés d'extraction, de transport et de mise en oeuvre. Elle est devenue un matériau excessivement cher et d'autres matériaux ont pris le dessus dans les applications structurales. La maçonnerie est principalement devenue un matériau à usage esthétique.

En plus de la pierre, la brique séchée au soleil était aussi un matériau de construction très utilisé notamment par les habitants des contrées très peuplées au Moyen-Orient. Les habitants se retrouvaient d'une part face à des problèmes de manque de bois pour la construction, des difficultés d'approvisionnement en pierre et surtout à une forte demande de construction. D'autre part, ces endroits sont caractérisés par un climat très rude connu par de hautes températures mais possédaient une forte abondance d'argile. Par conséquent, ces raisons ont favorisé le développement et augmenté la fabrication de la brique sèche. La brique est devenue un matériau léger, facile à mouler, permettant de donner des formes diverses aux murs et qui possède également des propriétés de résistance et de durabilité.

Au Moyen-Orient, depuis 500 avant Jésus-Christ et jusqu'à l'occupation romaine (50 après Jésus-Christ) le matériau essentiel pour la construction était la brique séchée au soleil. L'utilisation de la brique cuite a commencé probablement avec l'observation des briques séchées au soleil, qui devenaient très rigides et durables au contact de la chaleur, notamment pour les briques qui constituaient les murs des fours de cuisson. C'est sous l'Empire Romain que l'utilisation de la brique cuite a pu s'élargir et gagner du terrain surtout avec l'introduction d'autres types d'additifs qui sont rentrés dans la composition des briques. Ceci a permis une homogénéisation de l'architecture et une prépondérance de la brique dans les constructions. Les briques prennent alors des formes beaucoup plus "standards" et régulières. Elles peuvent prendre aussi des formes spécifiques en fonction de leur utilisation ; par exemple les éléments décoratifs.

Plus près de nous, l'histoire de la maçonnerie est liée aussi à la Révolution Industrielle ; l'activité industrielle va remplacer les procédures manuelles. Le point de départ de la fabrication industrielle des briques a commencé avec l'introduction du four d'Hoffman Kiln en 1858 dans lequel se font toutes les procédures de fabrication à partir de la phase de préparation jusqu'à la cuisson. Depuis de nombreuses recherches ont été faites pour améliorer la production des briques.

A présent, dans la construction industrielle, beaucoup de changements ont été apportés à la maçonnerie d'une manière générale, notamment aux techniques de fabrication des constituants et à leurs compositions. L'ancien et le nouveau coexistent et dans la plupart des cas sont indissociables. Le mélange du traditionnel et du moderne est présent dans presque toutes les constructions. Des produits innovants, tels que les briques modernes, le béton armé ou préfabriqué, les matériaux composites ... coexistent avec la brique traditionnelle. La maçonnerie composée de grands blocs de pierre coexiste avec la technique d'empilement d'éléments plus petits. Les nouveaux joints de mortier composés essentiellement de ciment coexistent avec les anciens joints faits à base de boue ... De nouvelles techniques sont dédiées à la sauvegarde et à la réhabilitation des monuments historiques comme par exemple la technique de renforcement par matériaux composites qui a déjà fait ses preuves.

Dans les pays sujets à des séismes, l'adoption des recommandations parasismiques, à partir des années cinquante, a permis d'améliorer la résistance aux séismes des structures maçonnées. Ces réglementations exigent l'usage des chaînages horizontaux et une distribution uniforme des murs dans les deux directions. Par ailleurs, en fonction de la hauteur du bâtiment et de l'intensité sismique, ces réglementations recommandent également l'introduction des chaînages verticaux et l'utilisation de matériaux de très bonne qualité.

Cependant, dans les pays développés, la maçonnerie semble avoir perdu sa fonction structurale porteuse à cause de l'utilisation du béton et de l'acier qui deviennent de plus en plus compétitifs. En Europe occidentale et dans les pays d'Amérique du Nord, la maçonnerie est utilisée actuellement comme étant un matériau secondaire pour les remplissages des murs contrairement aux pays de tiers monde.

D'un point de vue scientifique, beaucoup de chercheurs se sont intéressés et s'intéressent à l'étude des comportements des structures maçonnées, notamment les chercheurs italiens vu leurs intérêts culturels, sociaux et économiques pour la restauration et la sauvegarde de leur patrimoine architectural. Les résultats obtenus montrent que la ruine de ces constructions est gouvernée par le comportement des discontinuités tels que les interfaces brique-mortier. Au niveau de ces interfaces se développent tous les phénomènes de non linéarité (endommagement, rupture, fissuration,...). Ces raisons ont conduit l'intérêt de la communauté scientifique de se concentrer sur la modélisation de ces constructions mais plus particulièrement sur la modélisation des interfaces brique-mortier. Plusieurs tentatives ont été effectuées dans ce sens [5, 82, 49, 50], ceci représente également l'intérêt et l'objectif de notre thème de recherche.

## 1.3 Caractéristiques des constituants de la maçonnerie

### 1.3.1 Les briques

Les briques sont des pierres artificielles à base de terres argileuses (briques de terre moulée et cuites), de laitier<sup>1</sup> (brique de laitier) ou à base de chaux et de silice (briques silico-calcaires). Ce sont des unités prismatiques disponibles dans une grande variété de tailles, de textures, de couleurs et de formes. Elles peuvent être pleines, perforées ou creuses. D'une manière générale, elles sont caractérisées par leur résistance à la compression et à la traction comme indiqué dans le tableau 1.1 :

Les propriétés des briques varient avec le mode de fabrication. Si l'on casse une brique produite par agglomération, on constate que l'état de surface de la cassure est "gréneux" (mauvaise compacité). Alors que pour les briques fabriquées à la filière (la pâte est pressée dans un tuyau et ensuite passée par un laminoir avant d'être coupée en briques) la cassure

---

<sup>1</sup>Laitier "granulé de haut fourneau" : c'est un sous produit de l'industrie métallurgique ayant des propriétés hydrauliques. Il est obtenu par refroidissement rapide de certaines scories fondues provenant de la fusion du minerai de fer de haut fourneau.

<b>Texture</b>	<b>Masse volumique (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Module élastique (MPa)</b>	<b>Coefficient de Poisson</b>	<b>Résistance Compression (MPa)</b>	<b>Résistance Traction (MPa)</b>
Granite	2600	50000	0.3	170	-
Calcaire	2000-2600	45000	0.2	5-25	25
Béton	2400	40000	0.3	10-40	4
Brique creuse	3000	5000	0.3	20	8
Brique pleine	3000	15000	0.2	40	4

TAB. 1.1 – Propriétés mécaniques des briques. D'après [43]

est "lisse" (meilleure compacité).

- La densité étant liée à la compacité, les briques médiocres ont une densité voisine de 1,4 alors que les briques résistantes ont une densité supérieure à 2.
- La résistance à la compression des briques de bonne qualité est voisine de 40 MPa.
- La résistance à la traction, mesurée par flexion, ne dépasse pas 12 MPa [72].

### 1.3.1.1 Briques de laitier

Les briques de laitier s'obtiennent par le mélange sous presse (pression d'environ 30 GPa) d'un mélange de laitier et de liant (chaux grasse, chaux au laitier ou ciment de laitier). La fabrication de ces briques est totalement mécanisée. En France, elles ont des dimensions assez réduites puisqu'il faut en général 145 briques pour la construction d'un mètre carré de mur de 22cm d'épaisseur. Elles sont surtout employées comme matériau de parement.

- Les briques pleines ont une résistance à la compression qui se situe autour de 15MPa
- Les briques de céramique ont des résistances qui avoisinent les 40 MPa.
- En traction, les résistances varient entre 6 et 12MPa. Elles ont également un module d'élasticité compris entre 9 et 14 GPa. Ce qui donne en moyenne pour un mur de briques de premier choix un module de 15 GPa [29].

### 1.3.1.2 Briques silico-calcaires

La fabrication des briques silico-calcaires consiste à comprimer un mélange de silice 90 % et de la chaux grasse à une pression de 30 MPa et à soumettre ce mélange à un jet de vapeur d'eau sous pression pendant plusieurs heures. Ces briques sont des matériaux de remplissage, la rugosité des surfaces permet l'accrochage des enduits. L'emploi des silico-calcaires légers ou denses donne des résistances à la compression qui peuvent aller respectivement jusqu'au 7 MPa pour des densités de l'ordre de 0.8 et jusqu'à 60 MPa pour les densités d'ordre de 2.2.

### 1.3.2 Les joints de mortier

Les caractéristiques mécaniques du mortier dépendent essentiellement de la phase de préparation (mise en oeuvre) et de la phase finale c'est-à-dire après le durcissement.

La première phase est fonction de l'ouvrabilité<sup>2</sup> du mortier. Cette caractéristique est généralement définie par le maçon. On ne peut pas lui donner une signification précise par manque de norme spécifique le concernant. Ce qu'il faut retenir c'est que pendant cette phase, le mortier doit avoir une certaine viscosité, être facile à écarter avec une truelle et impérativement coller sur les surfaces verticales.

Les ingrédients qui peuvent augmenter l'ouvrabilité du mortier sont la taille des agrégats et la quantité d'eau utilisée pour le malaxage. L'entraînement d'air est un additif qui crée des bulles d'air minuscules dans le mélange. Ces bulles vont aider les ingrédients du mortier à se déplacer plus librement. Par ailleurs, elles vont réduire la résistance du matériau puisque la densité et la surface de liaison entre les unités de maçonnerie vont être naturellement affaiblies.

L'hétérogénéité des constituants du mortier, les phénomènes de prise, de durcissement, de retrait et de fluage donnent à ce matériau une certaine spécificité qui est souvent difficile à prendre en compte dans les calculs. Ces paramètres du mortier sont contrôlés par le choix des granulats et des liants et par leurs pourcentages respectifs dans le mélange. Le sable est généralement le granulat employé. Il est inerte dans la réaction chimique d'hydratation, mais participe à la compacité du mortier durci. Dans les constructions modernes, il doit répondre à des exigences de granulométrie pour conférer plus au moins au mortier son homogénéité. Les liants sont de nature variée ce qui leur donne des caractéristiques mécaniques différentes. Ils sont donc très différents suivant leur conception et leur emploi.

Les mortiers anciens étaient à base de chaux, ils possédaient une très bonne viscosité, mais leur résistance mécanique était faible et leur durcissement lent. La chaux grasse, obtenue par extinction de la chaux vive, est la base du mortier traditionnel rencontré dans les édifices anciens. Pour des raisons de coût, la chaux hydratée sèche est la plus utilisée aujourd'hui.

- La terre argileuse est un type de liant qui a été utilisé dans les constructions traditionnelles. On le reconnaît à sa résistance qui est mauvaise avec le temps.
- Les ciments usuels sont aussi appelés *liants hydrauliques* car ils ont la propriété de s'hydrater en présence d'eau et parce que cette hydratation transforme la pâte liante. Cette dernière a une consistance de départ plus ou moins fluide, se transforme en un solide pratiquement insoluble dans l'eau. La composition de base des ciments actuels est un mélange de silicates et d'aluminates de calcium résultant de la combinaison de la chaux ( $CaO$ ) avec la silice ( $SiO_2$ ) et l'oxyde de fer ( $Fe_2O_3$ ). La chaux nécessaire est apportée par des roches calcaires, l'alumine, la silice et l'oxyde de fer par des argiles.

---

<sup>2</sup>Ouvrabilité : Délai durant lequel un mortier peut être utilisé, travaillé

Calcaires et argiles sont extraits des carrières, puis concassés, homogénéisés, portés à haute température (1450 °C) dans un four. Le produit obtenu après refroidissement rapide (par le procédé de la trempe) est le *clinker Portland*.

Cette dénomination rappelle l'origine anglaise de la redécouverte du ciment à la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle (les Romains savaient déjà fabriquer des liants hydrauliques). L'appellation anglaise de *clinker* évoque le mode d'obtention du matériau. La qualification de *Portland* vient du fait que l'ingénieur J. Smeaton trouva que le ciment de sa fabrication, qu'il avait utilisé pour la reconstruction d'un phare en Cornouailles en 1756, "*égalait en solidité et en durabilité la meilleur pierre de Portland*".

Les oxydes se combinent en début de fusion pour former des silicates et aluminates hydrauliques :

- le silicate tricalcique :  $3CaO SiO_2$ , que l'on écrit *C 3 S* et qui représente 50 à 70 % du clinker,
- le silicate bicalcique :  $2CaO SiO_2$ , que l'on écrit *C 2 S* (10 à 30%),
- l'aluminate tricalcique :  $3CaO Al_2O_3$ , que l'on écrit *C 3 A* (2 à 15%),
- l'alumino-ferrite tétracalcique :  $4CaO Al_2O_3 FeO_3$ , que l'on écrit *C 4 A F* (5 à 15%).

Le clinker, auquel on ajoute quelques pourcentages de gypse est ensuite finement broyé (moins de 1/10<sup>ème</sup> de mm) de manière à obtenir une poudre dont la masse volumique absolue varie de 3,0 à 3,2  $g/cm^3$ .

Associés au clinker, les autres constituants modifient les propriétés du ciment grâce à leurs caractéristiques chimiques ou physiques. Dans la mesure où ils sont des sous-produits d'autres industries, ils contribuent aussi à en amoindrir le prix de revient. On appelle "constituant principal", un constituant entrant dans la composition du ciment dans une proportion excédant 5% de la masse. A titre indicatif, on va en citer quelques uns, laitiers granulés de haut fourneau, pouzzolanes naturelles, cendres volantes, fumées de silice ...

La résistance à la compression du mortier est parfois considérée comme critère principal pour choisir le type de mortier, puisqu'elle est relativement facile à mesurer. Elle se relie généralement à quelques autres propriétés, comme la résistance à la traction et le pouvoir de rétention d'eau du mortier. La résistance à la compression du mortier dépend en grande partie du contenu du ciment (la chaux et le sable) utilisé et du rapport (E/C) eau-ciment. Par exemple, le rapport E/C est égal à 0,5 pour un mortier normal de type (EN 196-1).

Le tableau (1.2) ci-dessus donne un aperçu des propriétés mécaniques des mortiers.

Type de mortier			Résistance en compression (MPa)	
Ciment/chaux /sable	Ciment de maçonnerie /sable	Ciment /sable+adjuvant	Test laboratoire	Test in-situ
1/0.25/3	-	-	16	11
1/0.5/4-4.5	1/ 2.5-3.5	1/3-4	6.5	4.5
1/1/5-6	1/4-5	1/5-6	3.6	2.5
1/2/8-9	1/5.5-6.5	1/7-8	1.5	1.0

TAB. 1.2 – Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition. D’après [43]

## 1.4 Propriétés mécaniques de la maçonnerie

### 1.4.1 Comportement sous sollicitation de compression uniaxiale

La résistance à la compression des maçonneries dans la direction normale aux joints horizontaux est généralement considérée comme le seul critère qui permette de définir la résistance globale de la structure qui est un matériau composite. Les essais usuels qui sont utilisés pour obtenir cette résistance à la compression uniaxiale sont présentés sur la figure 1.1.

Le premier cas représenté est un essai sur une pile de brique (figure 1.1-a) qui reste un essai peu représentatif de la maçonnerie du fait de la résistance de l’échantillon pendant l’essai [60]. Le deuxième cas d’essai montré sur la figure 1.1-b est appelé essai de RILEM [89]. Le spécimen RILEM est assez large et représentatif. Depuis les travaux de Hilsdorf [41], il a été accepté par la communauté scientifique que la rupture des structures maçonnées est induite essentiellement par la différence des propriétés mécaniques entre les briques et les joints de mortier.

La compression uniaxiale de la maçonnerie conduit à un état de compression triaxiale dans le mortier et à une compression et à une traction biaxiale dans les éléments de briques. Il est observé dans [60] que des fissures verticales apparaissent initialement sur les briques tout au long de la ligne médiane du spécimen, qui se continue au niveau des joints de mortier verticaux. Avec l’évolution des déformations, les fissures verticales apparaissent de plus en plus, ce qui conduit à la rupture du prisme par une cassure au milieu de celui-ci. L’exemple illustrant ce cas est montré par la figure 1.1-c. Le diagramme force-déplacement est obtenu sur un prisme de  $500 \times 250 \times 600 \text{ mm}^3$ , composé de briques pleines en boue. On remarque que l’augmentation de la vitesse de chargement mène à une rupture de plus en plus fragile.

L’essai uniaxial dans la direction parallèle aux joints horizontaux a reçu une attention moins importante par la communauté scientifique. Cependant, la maçonnerie représente un matériau anisotrope et la résistance à l’effort de compression appliqué suivant les joints horizontaux peut avoir une influence sur la force ultime de rupture. D’après Hoffmann et Schubert [42], le ratio entre les résistances à la compression parallèle et normale au joint horizontal est

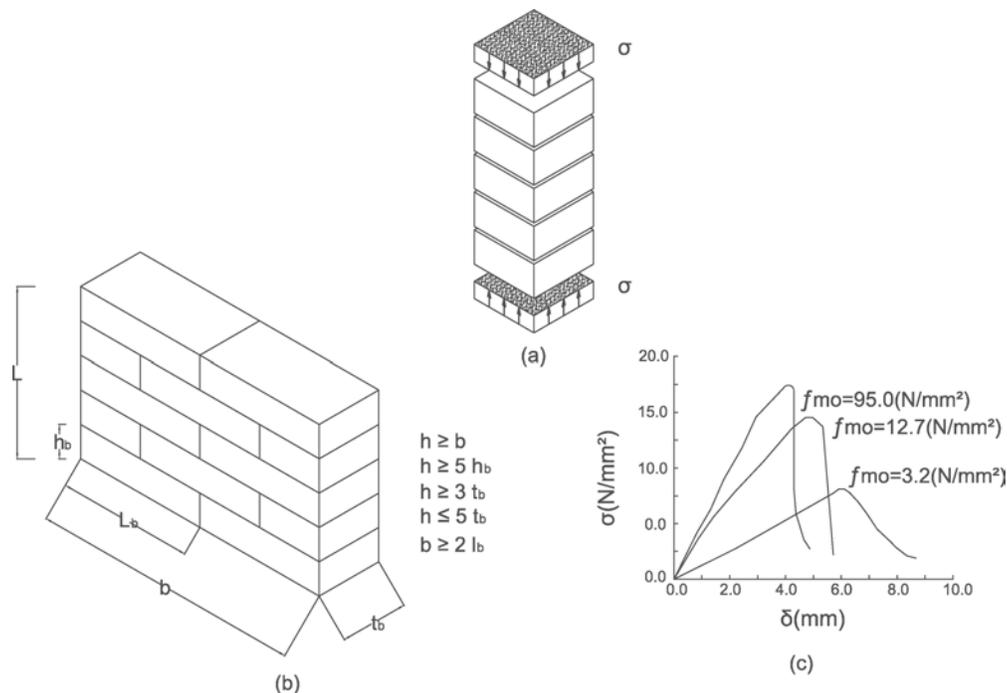


FIG. 1.1 – Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux joints horizontaux a) cas d'un empilement simple de briques. b) Spécimen RILEM. c) Diagramme contrainte - déformation d'un essai compression sur un prisme de maçonnerie ( $500 \times 250 \times 600 \text{mm}^3$ )  $f_{m0}$  : [11] : résistance à la compression du mortier. D'après [89]

compris entre 0.2 et 0.8. Ces résultats ont été observés sur des éprouvettes de maçonnerie qui sont constituées par des briques pleines et perforées à base d'argile, de calcium silicate et aussi du béton léger.

### 1.4.2 Comportement sous sollicitation de traction uniaxiale

Pour une structure maçonnée soumise à une charge de traction dans le sens perpendiculaire aux joints horizontaux, la rupture est généralement causée par le décollement entre les briques et le mortier. Le comportement à la traction peut être caractérisé par la résistance d'adhérence entre la brique et le joint de mortier, donc par la tenue en traction de l'interface élément/mortier. Il faut signaler que le mécanisme d'adhérence entre les briques et le mortier est peu connu, ce qui explique notre intérêt pour ce sujet et fait l'objet de notre étude.

Cependant, il semble que ce mécanisme est dû à un processus physico-chimique dans lequel la porosité des deux composants joue un rôle essentiel. Par conséquent, les sables fins dans le mortier diminuent l'adhérence. Par ailleurs, cette adhérence entre le mortier et les briques ne se produit pas sur toute la surface de contact. On peut estimer que la surface nette d'adhérence apparaît à l'intérieur de la surface de contact et en représente approximativement 59 % dans le cas d'un mur simple [51, 25].

Des essais ont été effectués par Backes [8] pour étudier le comportement des maçonneries soumises à un chargement de traction parallèle aux joints horizontaux. Le spécimen est réa-  
lisé sur une structure métallique comme on peut le voir sur la figure 1.2-a; les deux profilés  
métalliques utilisés doivent former un angle droit pour obtenir la précision souhaitée. Le char-  
gement est effectué via les plateaux d'acier attachés au spécimen par une colle très résistante  
à la traction (figure 1.2- b).

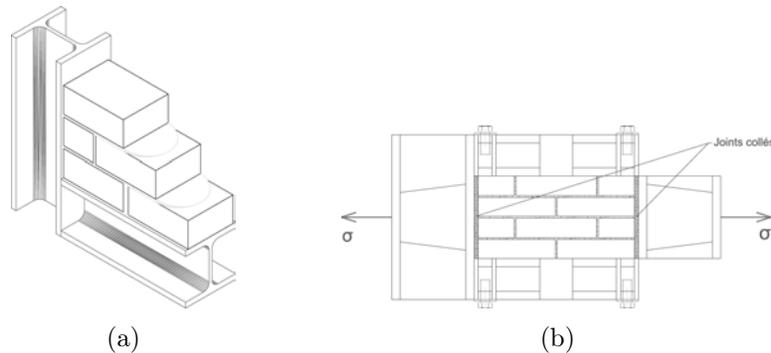


FIG. 1.2 – Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux a) Phase de construction b) Dispositif de l'essai de traction. D'après [8]

Les diagrammes contrainte - déplacement sont présentés sur la figure 1.3 (a - b). Les résultats ont montré que :

- La rupture est produite le plus souvent par un glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux.
- Lorsque la résistance à la traction des briques est plus faible que l'adhérence entre ces dernières et le mortier (dans le cas d'un mortier résistant par rapport aux briques perforées ou creuses), la rupture peut se produire par le dépassement de la résistance à la traction des briques. Ceci peut influencer la résistance à la traction globale de la maçonnerie qui est finalement dominée par la résistance à la traction des briques.

### 1.4.3 Comportement biaxial

L'anisotropie d'un élément en maçonnerie engendrée par la faiblesse des joints par rapport aux briques et/ou blocs nécessite l'analyse du comportement sous chargement biaxial. Le comportement doit être décrit par un tenseur de contraintes complet, c'est-à-dire tenir compte de l'anisotropie du matériau maçonnerie, qui implique des comportements différents suivant les axes matériels.

La plupart des cas étudiés expérimentalement sur des maçonneries soumises à un chargement

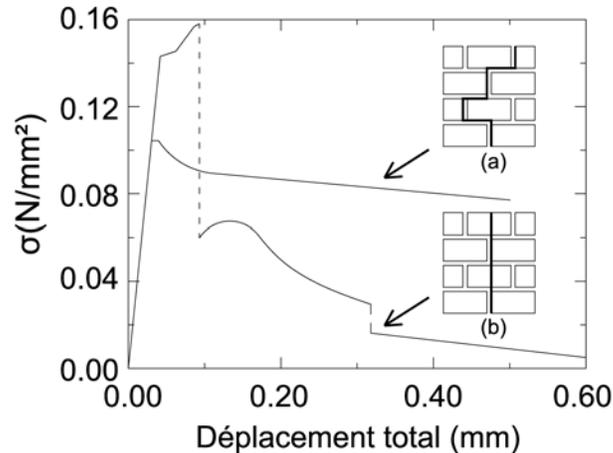


FIG. 1.3 – Diagramme contrainte -déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux : a) Rupture induite par le glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux b) Rupture totale des joints et des briques. D'après [8].

biaxial sont montrés par la figure 1.4 [74, 75]. Ces tests ont été effectués sur des prismes représentatifs en briques à base d'argile. L'orientation des contraintes principales par rapport aux axes du matériau et le rapport des contraintes principales influent considérablement sur le mode de rupture et bien évidemment sur la résistance; les différents modes de ruptures sont illustrés par la figure 1.5.

Pour une traction uniaxiale, la rupture est produite par des fissures et le glissement des joints verticaux et horizontaux. La contrainte de compression latérale diminue la résistance à la traction, ce qui peut être expliqué par l'endommagement induit sur la maçonnerie par les glissements des joints et par les microfissures au niveau des briques.

Dans le cas de chargement compression- traction, la rupture est induite soit par le glissement soit par la fissuration des joints combinés dans certains cas avec la fissuration des briques. Des cas similaires de rupture sont constatés pour la compression uniaxiale. Les plans de rupture sont toujours perpendiculaires au plan du panneau.

Concernant le tableau 1.3, l'angle  $\theta$  mesure l'orientation des efforts principaux par rapport aux axes horizontal et vertical. Pour ce qui est de l'essai biaxial, pour la plupart des rapports de contraintes principales  $\sigma_1/\sigma_2$ , la rupture apparaît dans un plan parallèle aux surfaces libres du panneau, indépendamment de l'orientation des axes principaux. Ce mode de rupture se rencontre couramment dans les cas des murs doubles (composites) ou à âme remplie, où les interfaces entre les différentes couches verticales sont des surfaces mécaniquement faibles. Si une des contraintes principales est dominante, la rupture se produisant de façon perpendiculaire aux surfaces libres, est provoquée par le glissement dans les joints. Dans ce dernier cas, l'anisotropie due à l'orientation des joints joue un rôle considérable.

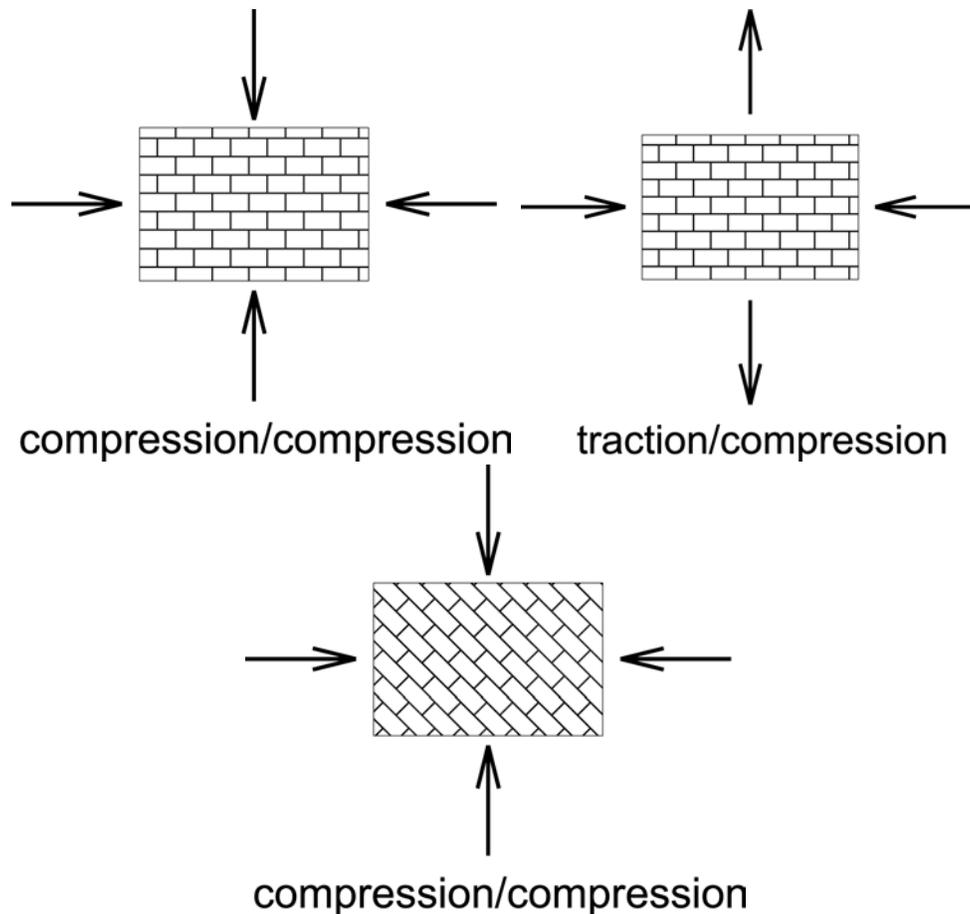


FIG. 1.4 – Essai biaxial sur des panneaux de maçonnerie. D'après [74, 75]

#### 1.4.4 Comportement au cisaillement

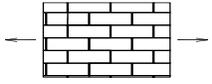
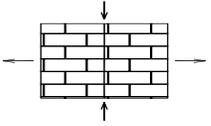
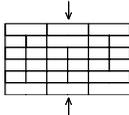
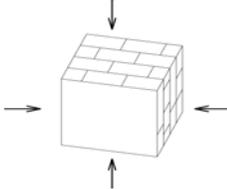
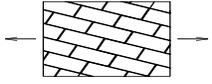
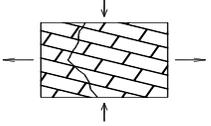
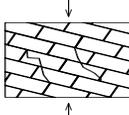
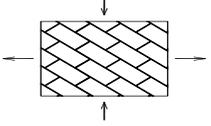
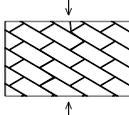
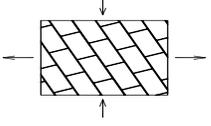
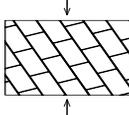
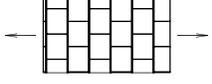
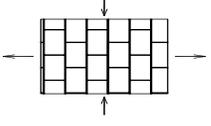
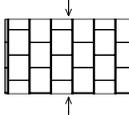
Les murs en maçonnerie peuvent être soumis à des efforts horizontaux, tels que le vent, les poussées de terre et les tremblements de terre, dans leurs plans et aussi suivant le plan perpendiculaire aux murs. L'évaluation de la résistance des maçonneries due aux efforts de cisaillement permet de prévoir et estimer la stabilité et la fiabilité de la structure.

##### 1.4.4.1 Modes de rupture dus au cisaillement dans le plan du mur

Dans ce cas, le mur est soumis à des efforts horizontaux, en plus d'un chargement vertical dans le plan du mur. Ce chargement biaxial est simplifié par le schéma proposé par la figure 1.5. Le mur est soumis à un chargement vertical uniforme le long de la partie supérieure qui vient s'ajouter une charge horizontale concentrée.

Les différents modes de ruptures obtenus sont :

1. Rupture due au frottement et au cisaillement horizontal au niveau des joints horizontaux,

Angle $\theta$	Traction uniaxiale	Traction/compression	Compression uniaxiale	Compression biaxiale
$\theta = 0^0$				Rupture au milieu 
$\theta = 22,5^0$				
$\theta = 45^0$				
$\theta = 67,5^0$				
$\theta = 90^0$				

TAB. 1.3 – Modes de rupture d'une maçonnerie constituée de briques à base d'argile soumise à un chargement biaxial. D'après [26]

2. Rupture en traction dans les joints inférieurs du mur causée par le moment d'encastrement,
3. Rupture en compression de la maçonnerie à la base du mur induite par la force de traction transversale dans les unités et enfin rupture due au cisaillement.

Dans ce dernier cas, la combinaison des efforts de compression et de traction conduit à une rupture diagonale du mur. Ce mode de rupture peut être décomposé en une rupture des joints horizontaux et une rupture en traction des briques.

Pour un effort vertical et une force de cisaillement faibles, la rupture diagonale se produit le long des joints verticaux et horizontaux et prend une forme d'escalier.

Pour le cas d'un effort vertical de forte intensité et une faible force de traction dans les briques, la rupture diagonale passe à travers les briques et le long des joints verticaux. Ce dernier mode est appelé aussi rupture fragile ou effondrement. Il est généralement causé par la dégradation de la rigidité de la maçonnerie.

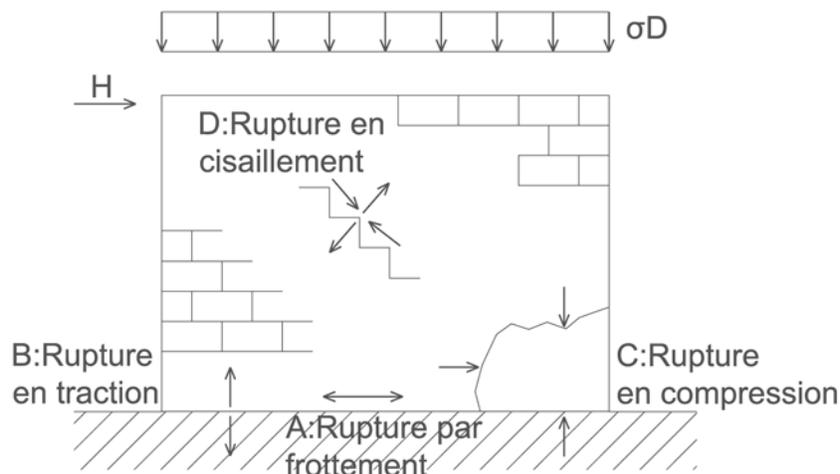


FIG. 1.5 – Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis un chargement biaxial

D'autre part, la rupture des joints est considérée comme étant une rupture ductile parce que même après l'apparition de fissures en forme d'escalier, des forces horizontales peuvent encore induire du frottement [30].

#### 1.4.4.2 Théorie de rupture en cisaillement d'un mur dans son plan d'après Mann/Muller

La théorie de rupture conçue par Mann et Muller [61], pour une maçonnerie chargée dans le plan du mur, suppose que le transfert de la contrainte de cisaillement dans les joints verticaux est négligeable voire même inexistant. En fait, cela est dû à de faibles efforts horizontaux de compression et à l'absence totale d'efforts de cisaillement dans les joints verticaux, du fait que le frottement est activé. De plus, les joints verticaux qui devraient être complètement remplis de mortier ne le sont souvent pas correctement remplis en pratique. Ainsi les bords du mortier ont tendance de se détacher des briques lorsque le mortier se rétrécit. Cela signifie donc qu'on réduit considérablement la force d'interaction entre l'unité et le mortier. De ce fait, les efforts de cisaillement ne peuvent être transférés.

En outre, les efforts de cisaillement agissant dans les joints verticaux créent un moment de torsion agissant sur les unités individuellement. Pour atteindre le moment d'équilibre, la contrainte axiale est distribuée autour des faces supérieure et inférieure de la brique. La distribution de la contrainte de compression est représentée par une progression en escalier suivant le modèle montré sur la figure précédente [61, 62] qui a été vérifiée par des essais expérimentaux. En utilisant ce modèle, Mann et Muller ont développé une enveloppe de

rupture (figure 1.6) qui permet d'avoir une relation entre les efforts de cisaillement et la contrainte de cisaillement axiale verticale. La rupture prend place au-dessus de cette courbe.

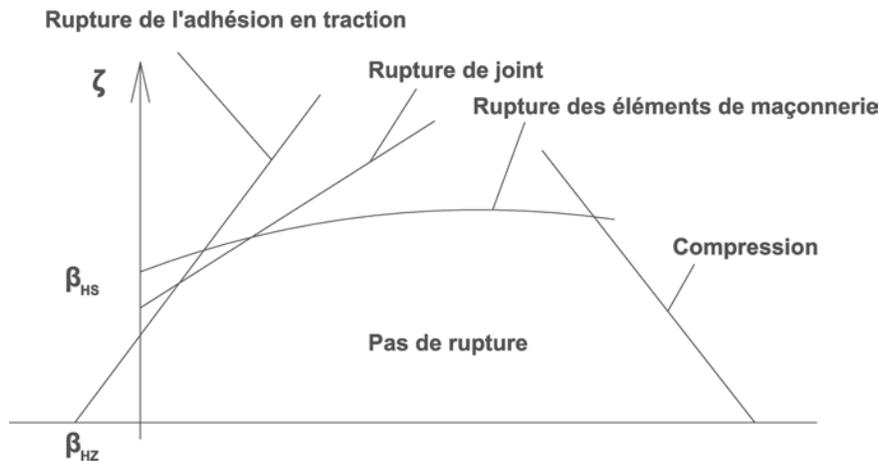


FIG. 1.6 – Enveloppe des différents cas de ruptures. D'après [61]

Les quatre modes de rupture associés sont les suivants (figure 1.7) :

1. *Rupture traction- adhésion entre les joints de mortier et les briques de maçonnerie* : Dans ce cas la contrainte de compression perpendiculaire aux joints horizontaux est moins importante à cause d'un faible chargement. Cependant, les faibles contraintes axiales dans une région de la brique deviennent uniquement des contraintes de traction. Si la force d'adhésion de traction est augmentée, alors le joint horizontal se rompt en partie.
2. *Rupture de joint* : La rupture par frottement au niveau du joint horizontal se produit lorsque l'effort de cisaillement (la somme de l'effort de cisaillement et de la résistance de friction) est important au milieu de la brique qui est la région la moins chargée. Ce type de rupture se produit lorsqu'on a une charge moins importante et avec des briques résistantes à la traction. La rupture occasionnée est alors diagonale, en forme d'escalier le long des joints horizontaux et verticaux.
3. *Rupture en traction des unités* : Ce type de rupture se met en place sous l'effet d'un chargement vertical important et en présence de briques moins résistantes en traction. Dans ce cas là, la résistance au cisaillement dans le joint horizontal augmente uniquement pour une bonne résistance de frottement. Les unités doivent transférer l'effort de cisaillement à partir de deux directions parce qu'il n'est pas possible de transférer la contrainte de cisaillement vertical sur le joint vertical. Avec les contraintes de compression perpendiculaire, ceci va induire initialement des contraintes de traction diagonale dans les briques. Si la force de traction dans les unités est dépassée, des fissures diagonales peu profondes apparaissent sur les briques et continuent au niveau des joints verticaux.
4. *Rupture de la maçonnerie en compression* : Un chargement vertical important conduit à la ruine de la maçonnerie. A cause de l'importance des contraintes axiales qui se

développent sur les briques individuellement, et qui ont dépassé la résistance à la compression de la maçonnerie. Il en résulte ainsi des contraintes de compression diagonales.

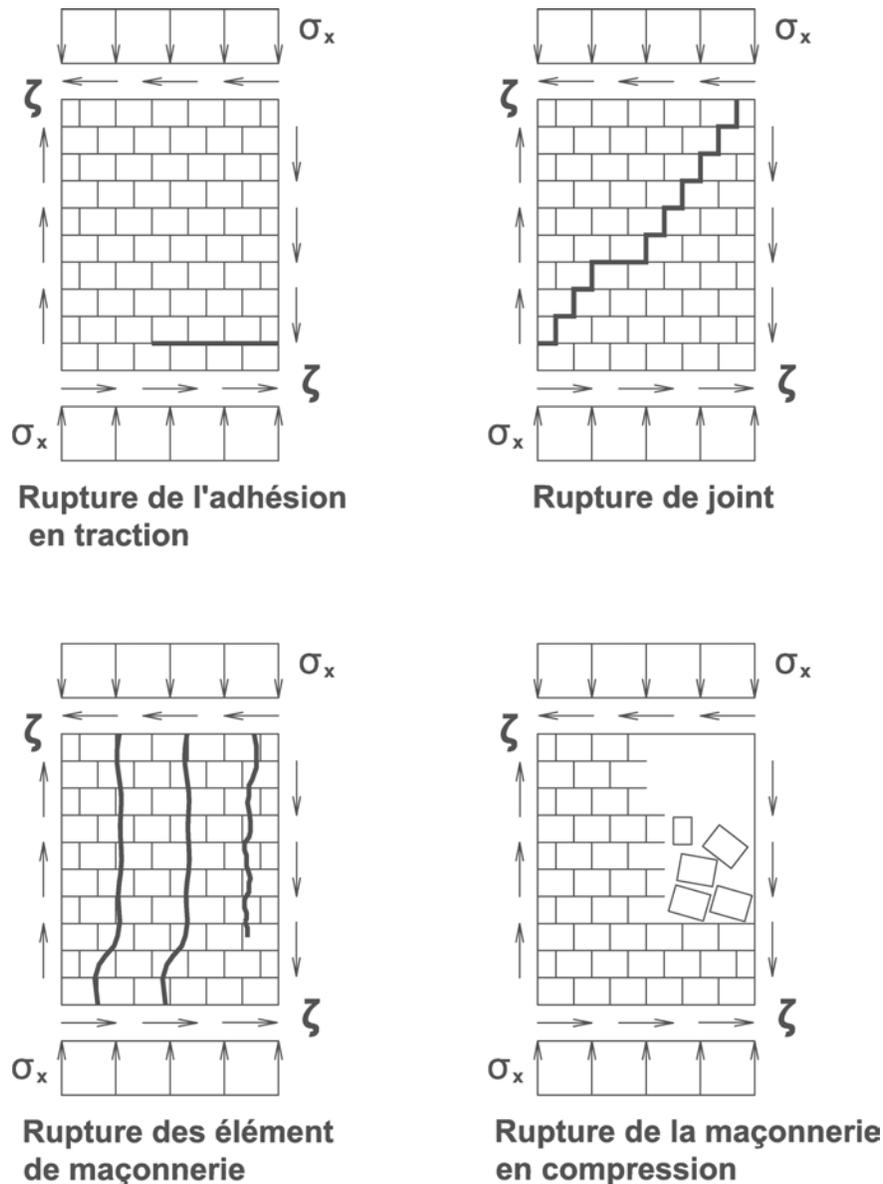


FIG. 1.7 – Modes de ruptures pour un mur de maçonnerie sous l'effet d'un effort de cisaillement. D'après [61]

En conséquence, la résistance au cisaillement de la maçonnerie dépend surtout de :

- L'intensité du chargement vertical
- La résistance au cisaillement qui peut être assumée par les joints horizontaux
- La résistance à la traction des briques
- La résistance à la compression de la maçonnerie

## 1.5 Influence des facteurs extérieurs sur les structures maçonnerées

### 1.5.1 Introduction

La fiabilité d'une construction en maçonnerie est intrinsèquement liée à son aptitude à répondre aux objectifs et aux finalités de sa conception pendant une durée déterminée et dans des conditions d'exploitation spécifiées. Cependant, la structure est souvent soumise à un danger susceptible de constituer une menace pour sa stabilité d'ensemble ou celle de l'un de ses constituants structuraux. Ce danger ou ce risque peut être provoqué par un ou plusieurs phénomènes ou agents extérieurs qui peuvent être liés ou indépendants.

Dans la majorité des cas, l'origine des désordres structuraux affectant la structure peut être liée :

1. A l'absence totale ou à l'inadéquation de l'étude géotechnique du sol,
2. A une mauvaise évaluation qualitative et quantitative des différents éléments constituant la structure principale (la qualité et la quantité des matériaux du gros oeuvre, la qualité de la mise en oeuvre ou les défauts d'exécution, les défauts d'étanchéité, la surexploitation),
3. Aux agressions du milieu environnant (l'eau, l'humidité, le retrait) ainsi que l'effet des efforts horizontaux tels que les séismes,
4. Au vieillissement et au manque d'entretien [31].

Dans cette section on va présenter quelques formes pathologiques possibles qui sont une nuisance directe pour les structures maçonnerées, notamment les fissures, l'humidité, les séismes ... pouvant conduire à des risques d'effondrement de la structure.

### 1.5.2 Les fissures

#### 1.5.2.1 Définition des concepts

Il est rare qu'une construction ne comporte aucune fissure. Il s'agit en effet d'un défaut classique et fréquent dont la gravité dépend du type de désordre et de l'importance des risques encourus. Les fissures les plus graves sont dues à une instabilité de la structure (désordres et déformations dans les éléments porteurs de la structure : murs, poutres et planchers) ou à une instabilité du terrain.

Dans la pathologie des constructions, on rencontre souvent les types de fissures suivants :

- Les fissures horizontales situées au droit des planchers. Elles sont dues généralement à une rotation du plancher sur le chaînage périphérique.
- Les microfissures des spectres de joints de maçonnerie. Elles sont dues soit à l'utilisation de blocs non stabilisés, soit au montage défectueux de la maçonnerie (joints trop larges ou

- mal dosés), soit à une épaisseur insuffisante de l'enduit.
- Les fissures en général obliques partant des angles d'ouverture, elles sont dues à la dilatation des appuis de baies ou aux résistances plus faibles de la maçonnerie aux angles d'ouverture.
  - Les fissures verticales à la jonction de deux bâtiments contigus et indépendants, provoquées par l'absence de joints de dilatation.
  - Les fissures verticales situées aux angles de la construction, causées par des défauts de chaînage vertical.
  - Les fissures obliques dans la structure en béton. Elles sont dues à une instabilité de terrain ou de l'assise de la construction entraînant des mouvements importants du béton.
  - Les fissures en escalier dans la maçonnerie. Elles sont dues à une instabilité de terrain ou de l'assise de la construction entraînant des mouvements importants de maçonnerie.
  - Les fissures en hachures obliques situées près d'un plancher ou d'une poutre en béton armé. Elles sont dues à la dilatation thermique du béton armé.
  - Les microfissurations de retrait en mailles larges. Elles sont dues soit à un excès d'eau de gâchage, soit à un mauvais dosage de l'enduit ou à une épaisseur trop importante de celui-ci, soit à une mauvaise adhérence. D'autres types de fissures, encore moins graves, apparaissent au niveau superficiel des murs sous forme de faïençages superficiels en petites mailles de la couche superficielle. Ils sont dus à un excès de gâchage ou à un séchage superficiel trop rapide.

### 1.5.2.2 Les fissures dans la maçonnerie

La plupart du temps, les fissures dans la maçonnerie n'ont pas de conséquences dramatiques, mais il faut essayer de les éviter.

L'origine des fissures dans la maçonnerie est souvent connue car elles sont provoquées par des efforts de tension trop importants pour être absorbés par l'élasticité de la maçonnerie.

Les raisons de l'importance des tensions de traction sont de natures diverses. Souvent, elles sont si complexes il s'agit en fait d'une combinaison de différents facteurs pouvant être classés comme suit [31] :

1. *Les facteurs externes* : si la maçonnerie est soumise à des charges imprévues, des tensions dangereuses peuvent apparaître. L'exemple classique est le tassement d'une partie des fondations. La fissuration qui en résulte est aisément identifiable et, pour les constructions très anciennes, il suffit parfois de fermer les fissures pour faire face à ce phénomène mais souvent, à longue échéance, la fissuration revient. Toute aussi classique est la fissuration due au fléchissement des poutres maîtresses ou des planchers. Comme la charge de service (variable) joue souvent un rôle important dans cette déformation, on est bien obligé de tolérer cette sorte de fissuration une fois qu'elle est apparue. Ceci explique l'importance de concevoir les fondations et les poutres porteuses de façon à ce qu'elles offrent une résistance suffisante à la déformation. Et si cela n'est pas possible, il faut prévoir des joints élastiques aux endroits adéquats.
2. *Les facteurs internes* : des tensions peuvent apparaître d'elles-mêmes dans la maçon-

nerie, sans aucune influence extérieure. Ces tensions internes sont provoquées par les variations de dimensions que subit la maçonnerie au fil des années. Dans une habitation, la maçonnerie est en général liée de manière rigide aux autres parties de la construction, de sorte que des variations de longueur ne peuvent se produire, provoquant ainsi des tensions. Les causes principales des variations de longueur sont la température, l'humidité et les modifications dans la structure chimique du matériau.

### 1.5.3 La température

La maçonnerie en briques a un coefficient de dilatation thermique de l'ordre de  $0,5 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Ce qui revient à une variation de longueur de  $0,5 \text{ mm}$  par mètre pour une variation de température de  $100^\circ\text{C}$ .

Supposons une température moyenne annuelle de  $18^\circ\text{C}$  dans une région donnée. Un mur exposé aux températures extérieures pourra, dans les cas extrêmes, se refroidir jusqu'à  $10^\circ\text{C}$ . La température la plus haute mesurée sur un mur orienté au sud et qui a été exposé toute une journée à un soleil de plomb est de  $38^\circ\text{C}$ . Le retrait maximal serait ainsi évalué à :

$$(18 - 10) \times 0,5 \times 10^{-5} \text{ m/m} = 0,04 \text{ mm/m}.$$

Quant à la dilatation maximale, elle tournerait autour de :

$$0,1 \text{ mm/m} = (38 - 18) \times 0,5 \times 10^{-5} \text{ m/m}.$$

Ceci n'a pas une grande influence sur les murs de petits dimensions. Par contre, il faut en tenir compte lors de la conception de longs murs. A titre de comparaison, les maçonneries en béton et en silico-calcaire ont des coefficients de dilatation qui sont deux fois plus grands.

### 1.5.4 L'humidité

Tout comme le bois, les matériaux pierreux se contractent et se dilatent sous l'influence de l'humidité. La brique est caractérisée par une dilatation due à l'humidité d'environ  $0,1 \text{ mm/m}$ . Cela signifie qu'un mur entièrement saturé d'eau est  $0,1 \text{ mm/m}$  plus long qu'un mur entièrement sec. La dilatation due à l'humidité est donc moins importante que la dilatation thermique.

### 1.5.5 Facteurs chimiques

Au cours des années, les matériaux peuvent subir des modifications qui peuvent mener à des variations de longueur. En ce qui concerne les matériaux céramiques comme la brique ces changements sont pratiquement nuls et le concepteur peut ne pas en tenir compte. Mais pour les matériaux à base de ciment et de silico-calcaire, le retrait dû au durcissement peut être très important.

Contrairement aux variations de longueurs dues à l'influence de la température et de l'humidité, le retrait dû au durcissement est irréversible. Cela signifie qu'un matériau "frais" est sujet au retrait durant un certain temps. Ce n'est qu'après un temps donné que le phénomène s'arrête et que le matériau ne rétrécit plus.

En ce qui concerne la maçonnerie de briques, le retrait dû au durcissement n'intervient que pour les joints de mortier. Durant la prise, le mortier aura aussi un retrait dans des cas extrêmes des micro-fissures apparaîtront. Mais dans le cas d'une maçonnerie en briques exécutée avec un bon mortier et non exposée à des conditions climatiques extrêmes, les risques de fissuration sont pratiquement nuls.

Finalement, la maçonnerie en briques possède de forts atouts. En effet, la brique n'est pas sujette au retrait dû au durcissement. De plus, l'influence de l'humidité et de la chaleur sont au minimum de moitié moins importantes que pour les autres matériaux de maçonnerie.

Dans la pratique et la plupart du temps, on peut se limiter à une étude de l'influence que les variations thermiques pourraient avoir et constater ainsi que de très grandes longueurs sont possibles. On connaît tous l'exemple des bâtiments historiques de grandes dimensions qui ne possèdent aucun joint de dilatation et qui ont apparemment traversé les siècles sans problèmes.

Souvent la structure des constructions n'est pas homogène ce qui cause certains problèmes. En effet, un élément de béton, une poutre par exemple, est sujette à des dilatations beaucoup plus grandes que la maçonnerie en briques, et lorsque les deux sont liées ensemble de façon rigide, c'est l'élément le plus fort qui impose sa déformation au plus faible. Les murs intérieurs peuvent également se fissurer et comme la température intérieure varie entre des limites moins grandes> Les fissures sont ici principalement occasionnées par la dilatation due à l'humidité ceci en particulier lors de l'emploi de matériaux sujets au retrait dû au durcissement.

## 1.5.6 Effet des séismes sur les constructions maçonnées

### 1.5.6.1 Généralités

*"La définition que je donne du risque majeur, c'est la menace sur l'homme et son environnement direct, sur ses installations, la menace dont la gravité est telle que la société se trouve absolument dépassée par l'immensité du désastre" Haroun Tazieff.*

Après ces propos, il est important de citer les différents types de risques auxquels chacun de nous peut être exposé. Ils se regroupent en **cinq grandes familles** :

- *les risques naturels* : avalanche, feu de forêt, inondation, mouvement de terrain, cyclone, tempête, séisme et éruption volcanique,
- *les risques technologiques* : ils regroupent les risques industriel, nucléaire, biologique, rupture de barrage...

- *les risques de transports collectifs* : C'est un cas particulier des risques technologiques. Parce que les enjeux en variant en fonction de l'endroit où se produit l'accident (figure 1.8),
- *les risques de la vie quotidienne* : accidents domestiques, accidents de la route, ...
- *les risques liés aux conflits*.<sup>3</sup>

Ces cinq familles sont caractérisées par :

1. **une faible fréquence** : l'homme et la société peuvent être d'autant plus enclins à l'ignorer que les catastrophes sont peu fréquentes,
2. **une énorme gravité** : nombreuses victimes, dommages importants aux biens et à l'environnement.

Un événement potentiellement dangereux *aléa* (figure 1.8-a) n'est un risque *majeur* (figure 1.8-c) que s'il ne s'applique qu'à une zone où des *enjeux* humains, économiques ou environnementaux (figure 1.8-b) sont en présence.

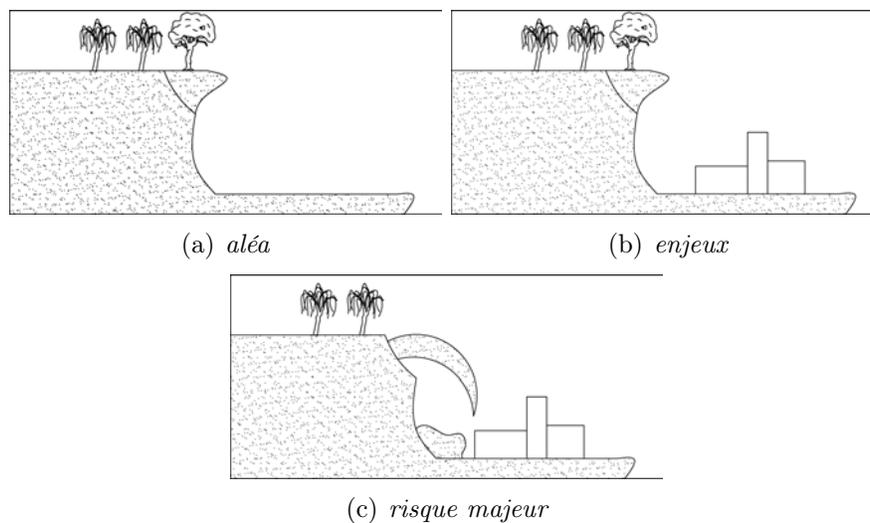


FIG. 1.8 – Conséquence des risques

D'une manière générale, le risque majeur se caractérise par de nombreuses victimes, un coût important de dégâts matériels et des impacts sur l'environnement : la *vulnérabilité* mesure ces conséquences. Ce qui nous permet de dire que **le risque majeur est la confrontation d'un aléa avec des enjeux**. Par exemple, un aléa sismique en plein désert n'est pas un risque alors qu'un séisme à San Francisco représente bien un risque majeur.

<sup>3</sup>Les risques liés aux conflits sont apparentés aux risques majeurs. En effet, dans les sociétés développées, ils ne sont caractérisés que par les deux premiers critères.

### 1.5.6.2 Risques sismiques sur la construction

Chaque année dans le monde, une importante agglomération est touchée par un séisme. Il faut signaler que ce n'est pas le séisme qui met en danger les populations mais c'est plutôt les constructions. Les séismes peuvent être classés soit selon une échelle d'intensité, soit par rapport à leurs effets. D'où l'intérêt de la mitigation<sup>4</sup> qui est la mise en oeuvre de mesures destinées à réduire les dommages associés à des risques naturels ou générés par les activités humaines.

En matière de prévention des risques naturels, et à la différence des risques technologiques, il est difficile d'empêcher les événements de se produire. De plus, les ouvrages de protection collectifs, comme les digues ou les paravalanches, n'offrent pas une protection absolue et donnent un faux sentiment de sécurité. Face à cette relative impuissance, il faut se concentrer sur la réduction de la vulnérabilité, c'est-à-dire sur la limitation des dommages corporels et matériels possibles.

En France, la réglementation fait référence à l'échelle MSK établie en 1964. Elle permet de prendre en considération le type de constructions et définit avec plus de précision le degré des dommages subis. La caractérisation de la vulnérabilité d'une construction aux séismes nécessite en général des sondages afin de connaître, plus précisément, la résistance des éléments porteurs.

Une méthode de diagnostic très précise est spécifiée dans le cahier " évaluation de la présomption de vulnérabilité aux séismes des bâtiments existants " rédigé par les Grands Ateliers de l'Isle d'Abeau. Il ne concerne que les constructions en maçonnerie et béton armé. Elle identifie et évalue sommairement les faiblesses de la structure, de même que la possibilité d'une interaction défavorable avec le sol qui pourrait aggraver l'action d'un tremblement de terre, afin d'anticiper sur les dégâts potentiels.

### 1.5.6.3 Dommages sismiques sur les structures maçonnées

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, le bâti subit un choc qui est provoqué par trois actions différentes (figure 1.9) :

- ***L'oscillation verticale peut provoquer*** une chute de corniches, des fissures des balcons et des encorbellements, des fissures des planchers sur lesquels il y a des poids importants isolés, une poussée horizontale des poutres des toits en pente lorsqu'elles ne sont pas correctement chaînées.
- ***L'oscillation horizontale peut provoquer*** des déplacements relatifs des étages à l'origine de baies éclatées, des ruptures de cloison ou de chutes de plafonds. Le cisaillement peut entraîner des glissements de la structure par rapport aux fondations (surtout pour les structures en bois), des fissures obliques dans les murs en maçonnerie ou en béton, des

---

<sup>4</sup>Le terme de mitigation signifie atténuation. Il vient du latin mitigare qui se traduit par adoucir.

ruptures d'éléments porteurs (par traction d'un côté et compression de l'autre). La rigidité latérale des bâtiments est généralement plus faible que la rigidité verticale.

- **L'action de rotation ou de torsion** provoque des fissures verticales à la zone de jonction des murs entre eux. Les effets sont très importants dans le cas des bâtiments de forme irrégulière ou lorsque la répartition du poids de la structure ne coïncide pas avec la répartition de sa rigidité.

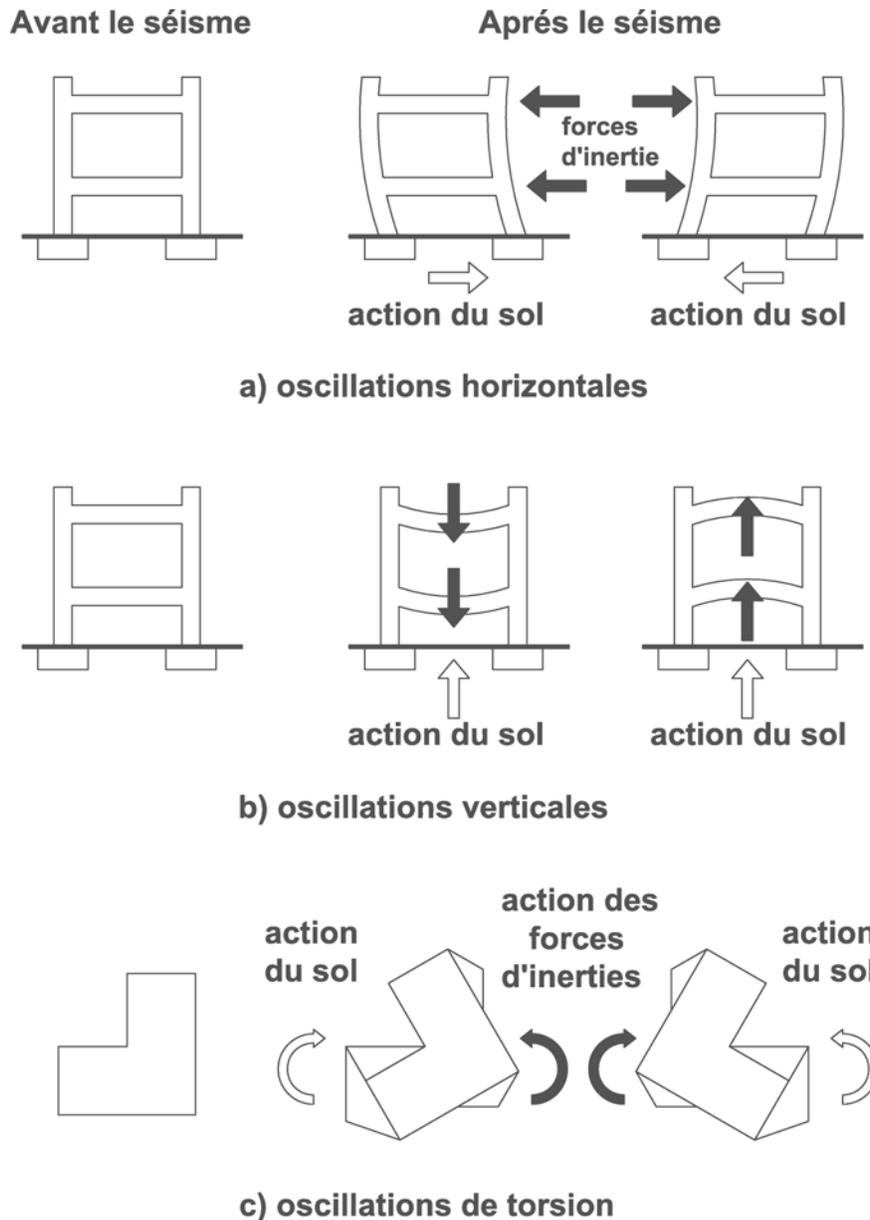


FIG. 1.9 – Action du séisme sur les constructions

## 1.6 Mécanisme d'endommagement et de ruine des constructions maçonnées

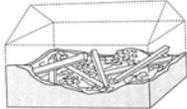
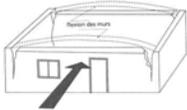
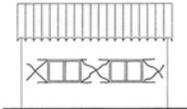
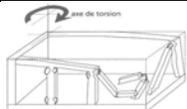
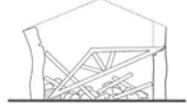
En général, la vulnérabilité des constructions dépend de leur nature, de leur localisation et de leur résistance intrinsèque. Dans le tableau 1.4, nous résumons les différents cas d'endommagement des maçonneries rencontrés régulièrement ainsi que leurs principales causes et les raisons qui provoquent ces ruptures. Tout cela est illustré par les schémas du tableau 1.4.

### 1.6.1 Vulnérabilité du bâti ancien

D'une manière générale, le bâti ancien tend vers l'accroissement de sa vulnérabilité. Non seulement, il n'est pas suffisamment entretenu, mais il fait surtout l'objet de modifications de nature à le fragiliser.

Autrefois le rez-de-chaussée des habitations servait d'étable ou de remise et possédait des ouvertures basses et étroites. De nos jours, de grandes percées ont été réalisées par endroit pour les besoins d'un commerce ou tout simplement d'un garage pour la voiture. Tout ceci bouleverse l'organisation ancienne des murs de façade et ne fait qu'affaiblir le bâtiment.

C'est aussi le cas, par exemple, des surélévations réalisées en structures rigides posées sur des matériaux d'origine (figure 1.10), c'est à dire souples et par conséquent différents. Introduire dans un mur constitué de petites pierres liées à de la chaux ou à de l'argile, des éléments en béton extrêmement rigides peut avoir l'effet contraire à celui recherché, c'est à dire augmenter la vulnérabilité. En effet, sous l'effet de la sollicitation sismique, il va se produire des coups de bélier, entraînant alors la ruine partielle, parfois totale, de l'édifice.

Domage caractéristiques d'une construction parasismique	Causes principales	Défauts	Illustrations
Maçonnerie totalement disloquée	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rupture des maçonneries par traction et cisaillement</li> <li>- Arrachement des solives et des charpentes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Absence de chaînages horizontaux et verticaux</li> <li>- Absence de plafond rigide</li> <li>- Toiture lourde et insuffisamment contreventée</li> <li>- Liaisons insuffisantes entre les divers éléments</li> <li>- Exécution médiocre</li> </ul>	
Rupture des maçonneries aux angles	Flexion des murs	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Absence de plafond rigide</li> <li>- Murs trop longs, insuffisamment raidis</li> <li>- Absence de chaînages horizontaux et verticaux</li> </ul>	
Fissuration des trumeaux et des allèges	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Efforts de traction dus à la flexion des murs (fissures horizontales)</li> <li>- Efforts de cisaillement dans le plan des murs (fissures en croix)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Absence de plafond rigide</li> <li>- Absence de chaînages et d'encadrements des ouvertures</li> </ul>	
Destruction partielle des façades	Torsion d'ensemble	Disposition asymétrique déséquilibrée des éléments rigides	
Destruction des murs mitoyens (murs séparés par un joint)	Chocs entre les liaisons	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Largeur de joint insuffisante</li> <li>- Joint rempli de matériau</li> </ul>	
Destruction des murs mitoyens (murs non séparés par un joint)	Différence de hauteur et de structure entre les deux maisons qui a entraîné une concentration des efforts à la frontière	Absence de joint suffisamment large et vide de matériau	
Rez-de-chaussée écrasé	Cisaillement des poteaux du rez-de-chaussée	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Grande différence de rigidité entre l'étage et le rez-de-chaussée</li> <li>- Poteaux insuffisamment frettés</li> </ul>	
Effondrement de la toiture	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Forces d'inertie engendrées dans la toiture</li> <li>- Déformation importantes des murs</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Absence de chaînage des murs</li> <li>- Toiture trop lourde</li> <li>- Ancrage de charpente insuffisant</li> <li>- Toiture incorrectement contreventée</li> </ul>	

TAB. 1.4 – Différents cas d'endommagement et de ruine des constructions maçonnées

### 1.6.2 Conséquences dues au non entretien du bâti ancien

La vulnérabilité d'un bâti dépend non seulement de sa capacité de résistance, mais aussi - et surtout - du comportement de la communauté qui l'a utilisé.



FIG. 1.10 – Exemple de surélévation à la Bollène Vésubie une zone pourtant très sensible.

Un exemple historique connu est celui de Bar-sur-Loup (village de l'arrière pays cannois) qui est très significatif. Il démontre parfaitement l'attention particulière que l'on doit apporter au bâti ancien. En effet, les archives de ce village nous apprennent que le séisme du 29 décembre 1854 provoqua de sérieuses lézardes dans la tour Est du château qui domine le village du Bar. Celle-ci, déjà bien abîmée par le temps et mutilée par des aménagements intérieurs, ne reçut aucune réparation par la suite. Trente-trois ans plus tard, comme on pouvait s'y attendre, le 23 février 1887, à la suite du tremblement de terre, elle s'effondra partiellement sur trois habitations situées en contrebas (figure 1.11).

Dans une situation presque analogue, les lézardes impressionnantes visibles sur la façade de la chapelle de la Miséricorde à Breil-sur-Roya dans la même région (figure 1.12), intriguent particulièrement les visiteurs. Elles ont été provoquées par le même séisme Ligurie, et depuis 1887 aucune réparation n'a été réalisée sur cet édifice situé pourtant en plein coeur du village.



(a)



(b)

FIG. 1.11 – *Effondrement de la tour à Bar-sur-Loup lors du tremblement de terre de 1887.*

### 1.6.3 Quelques techniques anciennes pour l'entretien des constructions maçonnées

Il est indispensable certes, d'approfondir notre connaissance sur les tremblements de terre pour avoir de meilleurs éléments de prévention. Bien entendu, les communautés anciennes connaissaient les tremblements de terre et les différents points sensibles sur un bâtiment. Ils réagissaient en appliquant des techniques constructives dans leur habitat, sur les édifices publics et religieux.

Par exemple, en réalisant un entourage d'ouverture extrêmement fort avec des blocs bien taillés, en faisant de grands linteaux surmonté d'un arc de décharge, en établissant des voûtes bien calées permettaient de résister aux sollicitations horizontales (figure 1.18) ce qui



FIG. 1.12 – *Lézarde impressionnante de la Chapelle de la Miséricorde à Breil-sur-Roya.*

montre l'existence d'une culture sismique.

C'est la raison pour laquelle, il convient aujourd'hui de considérer le bâti ancien et les monuments historiques à la fois comme objets d'intervention, mais aussi comme sources d'informations essentielles qui nous dévoilent leur histoire et surtout qui nous apprennent ce qu'il reste encore à faire pour les renforcer. Pour cela il est nécessaire d'inventorier ces techniques constructives anciennes et garder à la fois pour des raisons de respect du patrimoine mais aussi pour des raisons liées aux intentions des constructeurs, les éléments de techniques constructives les plus efficaces.

Dans le bâti ancien, la notion dite "d'anomalies" existe au cours d'un changement dans des méthodes constructives courantes ou à un changement par rapport à l'image type d'une réparation qu'on s'est faite d'un bâti courant. Mais que l'on ne s'y trompe pas, ces "anomalies" n'ont rien d'anormal. Elles sont d'une part l'expression du bâti lui-même face à une sollicitation nouvelle. D'autre part, elles sont aussi la réponse d'une communauté, visant à résoudre un problème qui s'est posé à elle, qu'il soit ou non d'origine sismique.

Le bâti ainsi modifié entrera naturellement dans l'usage et si la solution qu'on a trouvée se révèle être la bonne, elle sera réutilisée. L'anomalie introduite dans le bâti se transformera ainsi peu à peu, en anomalie volontaire, dans la tradition constructive comme un acte de réponse des occupants à un événement soudain. Voici un échantillon de ces techniques visibles un peu partout par exemple dans les villages du sud-est de la France. La récupération de ces méthodes traditionnelles pourra alors être développée comme étant les mesures "parasis-

miques douces" applicables au bâti ancien pour la sauvegarde des villages et du patrimoine culturel.

### 1.6.3.1 Les Contreforts

Lorsqu'un mur de façade présente un dévers, la réponse de la communauté à ce problème est presque toujours la même : la mise en place d'un contrefort (figure 1.13). Il s'agit donc d'un élément confortant une structure existante et, le plus souvent, il est ajouté sur une maçonnerie plus ancienne. Parfois, le contrefort est exécuté en même temps que la construction du bâtiment, acte volontaire et prémédité pour renforcer cette construction, le plus souvent dans les angles.

Dans les régions soumises à l'aléa sismique, le contrefort accompagne fréquemment le bâti en pierre et fait partie du paysage urbain. A noter également que par sa masse, le contrefort abaisse aussi le centre de gravité d'un bâtiment.

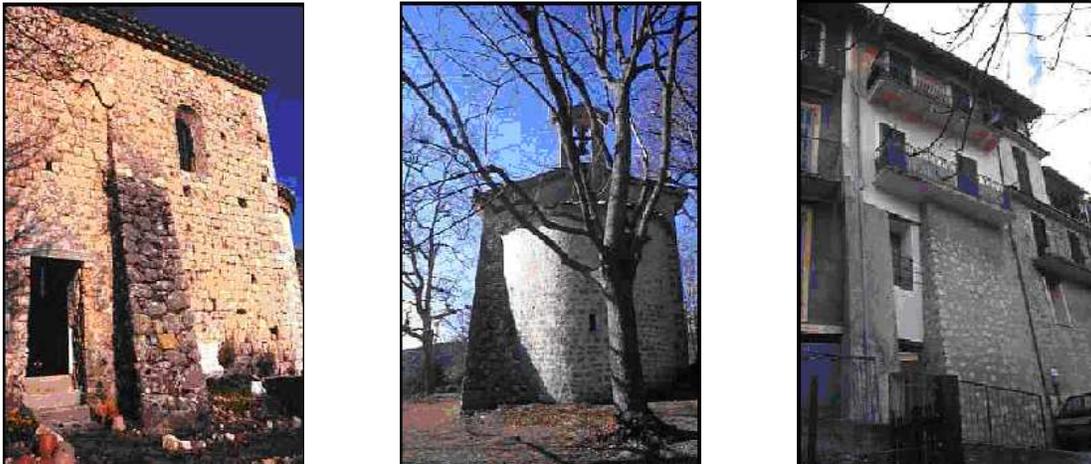


FIG. 1.13 – *Autres exemples de contreforts de façade à la Bollène Vésubie.*

### 1.6.3.2 Les arcs de confortement

Une ruelle, un passage étroit entre deux bâtiments, sont des éléments de rupture dans la continuité d'un linéaire de façades. Des arcs maçonnés en pierre (figure 1.14) offrant une relative souplesse (et non en béton armé qui créerait un point dur) permettent une transmission des contraintes horizontales au niveau des planchers. Les immeubles ne se comportent plus comme des éléments isolés mais comme un ensemble de blocs dynamiques.



FIG. 1.14 – Exemples d'arcs de confortement dans la localité de Diano Castello en Ligurie.

### 1.6.3.3 Les tirants

Il s'agit d'une pièce métallique, une tige ou fer plat destinée à empêcher l'écartement de murs opposés. Les tirants (figure 1.15) reliant des murs prennent appui sur des pièces métalliques de formes diverses appelées ancres ou clefs. Par exemple, après le tremblement de terre du 23 février 1887 cité plus haut, il a été mis en place de nombreux tirants en fer, afin de rendre solidaires les murs des constructions. De nombreuses façades montrent ces clefs métalliques indiquant les extrémités de ces tirants.

### 1.6.3.4 Les ouvertures bouchées

Les ouvertures, portes ou fenêtres, sont des éléments de vulnérabilité dans une façade (figure 1.16). Les éléments horizontaux que sont les linteaux, sont particulièrement fragiles. Après un événement ayant créé un désordre dans de telles ouvertures, on va bien sûr réparer, mais la réparation d'un linteau n'est jamais chose aisée. Si la communauté constate que la cause de ce désordre vient d'un mauvais positionnement dans la construction (porte située près d'un angle de bâtiment) ou d'un mauvais dimensionnement, alors l'ouverture sera partiellement ou complètement bouchée.

### 1.6.3.5 Les escaliers contreforts

L'escalier assurant l'accès à l'habitation est parfois construit de manière à jouer le rôle d'élément de confortement. C'est une façon judicieuse d'associer la technique de renforcement au confort (figure 1.17).



FIG. 1.15 – *Tirant sur une façade du village de Peillon, sud est de la France.*



FIG. 1.16 – *Exemple d'ouverture bouchée à la Bollène Vésubie.*

#### 1.6.3.6 Les arcs de décharge

Une ouverture dans une façade constitue un point vulnérable en cas de déformations du bâtiment. C'est la raison pour laquelle on peut observer très souvent sur des constructions



FIG. 1.17 – *Escalier de confortement au village de Peillon.*

anciennes, des arcs en pierre taillée situé au dessus d'une ouverture (fenêtre ou porte, figure 1.18). Cela permettait de transmettre de part et d'autre de l'ouverture, la charge constituée par le poids du mur situé à l'aplomb de celle-ci.



FIG. 1.18 – *Arcs de décharges au village de Peillon.*

## 1.7 Modélisation des structures maçonnées

### 1.7.1 Introduction

Depuis de nombreuses années un grand intérêt est porté à l'étude des maçonneries ; elles représentent en effet le matériau le plus utilisé dans de nombreux bâtiments historiques et structures monumentales.

Avec le temps, elles deviennent vulnérables à causes des actions accidentelles auxquelles elles sont soumises, telles que les tremblements de terre. Mais ce n'est pas uniquement ces actions qui affectent ces structures anciennes : la fatigue, la dégradation de la rigidité, les charges climatiques, la nature du sol . . . peuvent aussi jouer un rôle crucial sur leur résistance.

L'analyse des structures maçonnées anciennes est une tâche difficile. En premier lieu on est limité dans l'étude du comportement mécanique qui demande des essais in situ. En second lieu, et ceci est encore plus important, il est difficile d'utiliser les informations existantes sur la maçonnerie telles que :

- La perte de données sur la géométrie réelle
- La perte des informations sur la structure interne des éléments
- Le coût important pour la caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux utilisés
- La grande variation des propriétés mécaniques due à l'utilisation des matériaux naturels
- Les changements produits au niveau de la composition des éléments de structure au cours du temps
- Le manque de données sur les endommagements existants dans la structure
- La difficulté d'application de la réglementation et des codes.

Pour décrire le comportement mécanique des ces maçonneries deux approches différentes sont adoptées dans la littérature :

1. La première consiste à considérer la structure maçonnées comme étant une structure hétérogène. Cette approche nécessite de prendre en compte les différents constituants (blocs, mortier, . . .) d'un point de vue matériel et géométrique. Nous la qualifierons par la suite "d'approche globale" ou "d'approche structure".
2. La seconde consiste à considérer la structure maçonnées comme étant une structure homogène. Cette approche nécessite une première étape consistant à homogénéiser le "matériau maçonnerie". Nous la qualifierons par la suite "d'approche par l'homogénéisation" ou "d'approche matériau".

Selon le niveau d'exactitude et de simplicité souhaité on peut utiliser l'une ou l'autre technique de modélisation. Les deux types d'approche sont présentées plus en détail dans les sections suivantes.

D'après Lourenço [51], une modélisation précise de la maçonnerie doit inclure cinq types de mécanismes de ruine (figure 1.19) :

- Fissuration du joint en traction (figure 1.19(a))
- Glissement le long d'un joint d'assise ou d'un joint supérieur pour des faibles valeurs de contraintes normales (figure 1.19(b))
- Fissures de l'élément de maçonnerie par traction directe (figure 1.19(c))
- Fissuration diagonale par traction des éléments de maçonnerie. Celle-ci est due à des valeurs de contraintes normales suffisantes qui développent du frottement dans les joints (figure 1.19(d))
- Scission des éléments de maçonnerie en traction résultant de la dilatation du mortier pour de grandes valeurs de la contrainte normale (figure 1.19(e)).

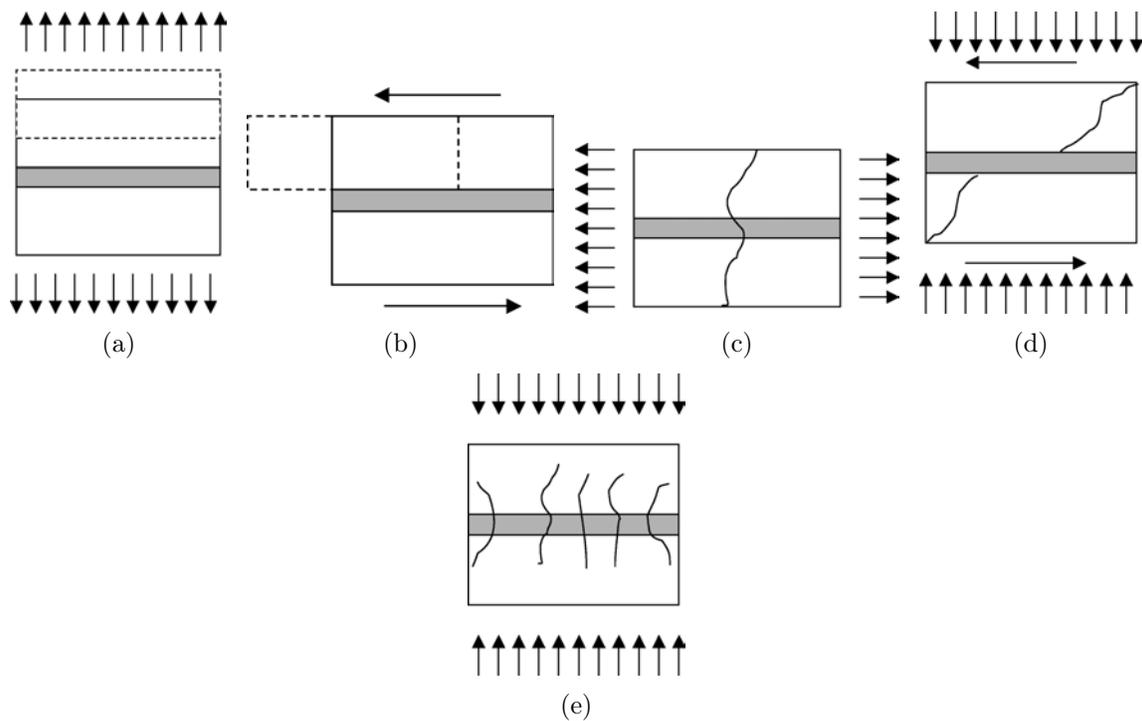


FIG. 1.19 – Les différents mécanismes de ruine (Lourenço, 1996)

Sur la figure (figure 1.19), les phénomènes (a) et (b) sont des mécanismes du joint, (c) et (d) sont des mécanismes de la pierre ou de la brique et enfin (e) sont des mécanismes combinés impliquant la pierre et le joint.

## 1.7.2 Approche globale

### 1.7.2.1 Définition

Dans cette approche que l'on pourrait aussi qualifier d'approche frontale, l'étude de la maçonnerie peut être effectuée par la schématisation des blocs comme étant des corps déformables ou rigides connectés par des joints de mortier. Elle nécessite la modélisation du comportement local de chacun des constituants : blocs, mortier et/ou interface. Comme nous le verrons plus tard, cette approche a été retenue pour traiter et modéliser le comportement des interfaces dans ce type de structure.

Dans les ouvrages anciens en maçonnerie, les blocs sont généralement très rigides (pierres) et les joints de mortier sont souvent caractérisés par une faible épaisseur et une faible rigidité (figure 1.20(a)). Ces joints sont assimilés à des interfaces et les blocs à des solides rigides.

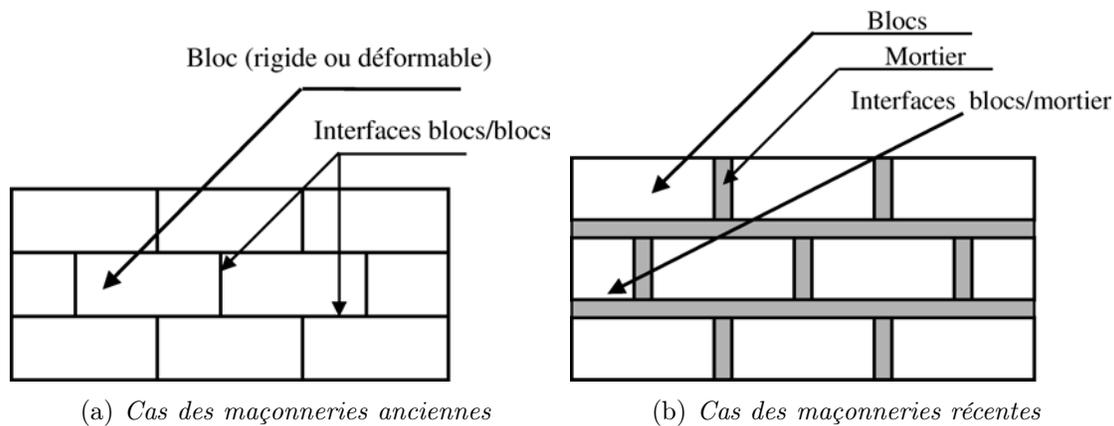


FIG. 1.20 – Modélisation par l'approche globale

Dans des maçonneries plus récentes, les unités (briques le plus souvent) ne possèdent pas une grande différence de rigidité par rapport à celle des joints de mortier. Elles sont souvent considérées comme étant déformables. Les joints, avec une épaisseur suffisamment faible (figure 1.20(a)), sont alors assimilés à des interfaces ; sinon ils sont considérés eux aussi comme étant déformables (figure 1.20(b)).

Il faut souligner que l'interface dans les différents cas de maçonnerie cités ci-dessus est gouvernée par une loi d'interaction et qu'elle peut être modélisée par des éléments joints. Par ailleurs, la modélisation par cette approche nécessite :

1. d'une part, une connaissance détaillée des différents constituants de la maçonnerie (à savoir les unités et les joints de mortier). Evidemment, tout ceci exige l'identification expérimentale des caractéristiques mécaniques de chaque constituant. Quelques résultats expérimentaux seront présentés dans la partie concernant l'étude expérimentale.

2. d'autre part, la prise en compte de tous les phénomènes anélastiques (endommagement, fissurations, ...) qui peuvent se développer au niveau :
  - Des interfaces qui possèdent un comportement non linéaire. C'est le cas le plus fréquemment considéré, dans la littérature de nombreux auteurs ont traité ce problème [82, 49, 37, 71]
  - Des joints de mortier (lorsqu'ils existent) qui sont eux aussi gouvernés par un comportement non linéaire [76, 57, 17, 34]
  - Des unités, il faut savoir qu'il s'agit d'une situation rarement considérée pour les maçonnerie ; par exemple le cas des blocs (pierre) a été traité par Del Piero [24] et le cas des briques a été considéré par Gambarotta et Lagomarsino [38].

D'une manière générale, la rupture des maçonneries est fortement liée aux comportements des interfaces. Ce fait nous a conduit à nous intéresser à l'étude et à la modélisation de ces dernières. Cela sera abordé plus en détail dans la partie concernant l'étude numérique.

L'approche globale permet de donner des résultats très satisfaisants ainsi qu'une bonne compréhension du comportement local de la maçonnerie. Le problème se pose lorsque le nombre d'éléments devient important et lorsque la géométrie de la structure à traiter devient complexe. Ceci rend peu utilisable cette technique pour l'analyse complète d'une construction si l'on doit considérer par exemple l'effet de la distribution des blocs et des joints de mortier.

Des applications numériques sur ce genre de problèmes ont été effectuées par de nombreux auteurs, notamment avec l'utilisation de la méthode des éléments finis [49, 52, 3, 20] avec l'introduction des éléments d'interface [76, 37] et la méthode des éléments discrets par [48, 67, 17, 20]. La section suivante présente ces différentes méthodes numériques de résolution.

### 1.7.2.2 Méthodes de calcul

Des grands efforts sur le plan numérique ont été faits afin de rendre la modélisation de ces structures maçonnées possible. Actuellement, les outils informatiques plus performants permettent l'utilisation de maillages plus compliqués. La figure (figure 1.21) propose un exemple ; il s'agit d'un maillage 3D par des éléments finis de la basilique Saint Marc à Venise (Italie). Le maillage dans ce cas est (assez large) adopté pour l'analyse statique non linéaire d'une structure complexe [78]. La plupart du temps cela exige des mois entiers de travail pour concevoir un maillage ainsi que pour analyser les résultats obtenus.

Du fait que la texture de la maçonnerie est assez complexe le calcul numérique, par exemple avec la méthode des éléments finis, d'une structure de grande dimension nécessite souvent l'homogénéisation du matériau composite (la maçonnerie). Ceci est surtout vrai lorsqu'on veut connaître le comportement à l'échelle globale. On reviendra sur ce point dans les sections suivantes. Dans le cas contraire, c'est à dire, lorsqu'on veut étudier un cas simple, un seul élément de structure, il est impératif de prendre en compte une distribution plus fine des blocs et des joints de mortier. Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature et

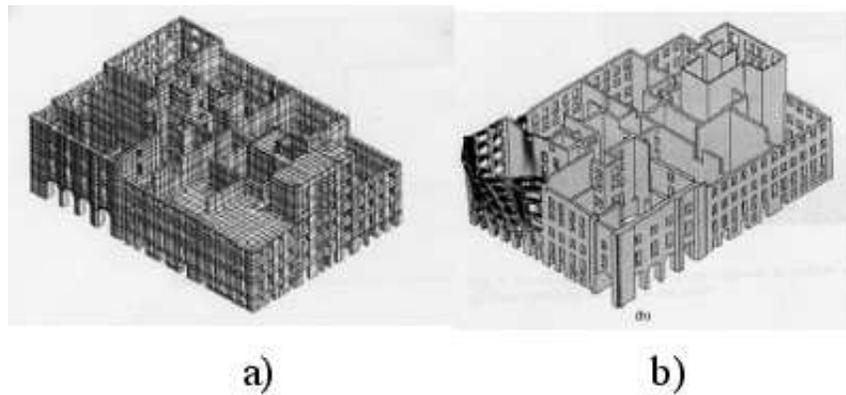


FIG. 1.21 – Modélisation par des éléments finis (a) Maillage en éléments finis avec 200 000 degrés de liberté. (six mois de travail sur le maillage et cinq pour l’analyse non linéaire), (b) résultats dus aux efforts sismiques [78]

semblent être efficaces pour traiter ce type de problème : la méthode d’éléments finis notée *MEF*, la méthode des éléments discrets notée *MED*, la méthode mixte . . .

### *La méthode d’éléments finis MEF*

La méthode des éléments finis est souvent la plus répandue de toutes les méthodes numériques utilisées pour étudier les structures maçonnées. De façon générale, elle permet de résoudre, d’une manière approchée, des problèmes de physique ou plus généralement des équations aux dérivées partielles avec des conditions aux limites. La géométrie du problème à traiter est schématisée par un assemblage continu d’éléments de dimensions finies (maillage). Les inconnues du problème sont en général les déplacements des noeuds du maillage et les sollicitations internes (contraintes) et se déduisent des déplacements et de l’état initial.

Dans cette méthode, les unités (pierres, briques, . . .) sont modélisées par l’utilisation des éléments conventionnels (déformables). Par contre les joints de mortier peuvent être simulés par des éléments d’interface. Les éléments joints sont formés par la superposition de deux rangées de noeuds (figure 1.22).

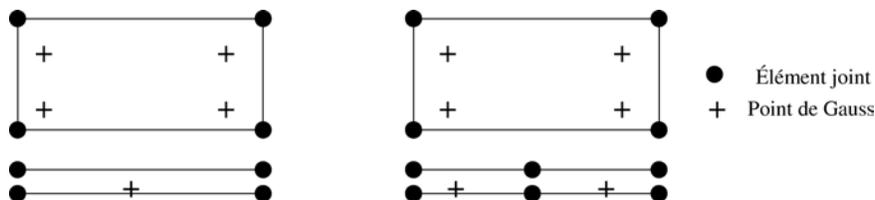


FIG. 1.22 – Les éléments joints

L'introduction du joint est facile à implémenter dans un code de calcul, puisque les inconnues nodales sont les mêmes pour les éléments joints que pour les éléments volumiques. Pour ces éléments joints, le vecteur des efforts doit être exprimé en fonction des déplacements nodaux et non pas en fonction des composantes des déformations.

Deux soucis majeurs apparaissent dus à la simplicité de cette approche :

- les maillages des blocs et des joints doivent être connectés. Cette connexion est difficile à gérer lorsque les blocs sont disposés d'une manière complexe notamment dans le cas 3D.
- les éléments joints sont capables de modéliser le contact principalement dans le cas de l'hypothèse des petites déformations. Dans le cas des grandes déformations, il est difficile de remailler dans le but de réactualiser les contacts existants ou bien de générer de nouveaux contacts.

### *La méthode des éléments discrets MED*

La méthode des éléments discrets a été proposée par Cundall en 1971 [23]. Elle est façonnée pour des problèmes dans lesquels interviennent un nombre important de discontinuités. Dans cette méthode, en général, on considère la structure maçonnée comme étant un assemblage de blocs rigides ou déformables reliés par des éléments joints.

La méthode MED est basée sur une formulation en grands ou petits déplacements le long des discontinuités (souvent au niveau des joints). Elle est capable de simuler les mécanismes de ruine dus aux glissements, aux rotations et aux impacts. Chaque bloc est défini suivant sa géométrie. L'historique des déplacements des blocs est déterminé par une résolution des équations différentielles du mouvement. Le point fort de cette approche réside dans la possibilité de suivre les déplacements et de déterminer le mécanisme de ruine de la structure.

La méthode des éléments discrets a été appliquée pour l'analyse du comportement dynamique des maçonneries. Elle a montré une grande efficacité [46, 85, 44, 15, 16, 17] car elle exige peu de degrés de liberté, par rapport à la méthode des éléments finis, pour approximer d'une manière très satisfaisante les modes fondamentaux de vibrations. Elle a été utilisée aussi pour déterminer les caractéristiques mécaniques moyennes d'un matériau hétérogène par la technique d'homogénéisation [77, 68, 6, 19].

### *La méthode mixte*

On peut également rencontrer une combinaison entre les deux méthodes précédentes. On est confronté à cette situation lorsqu'on traite un problème où l'on doit attribuer un caractère rigide et déformable pour les unités (pierre ou brique) et les joints de mortier respectivement, ceci quand les unités possèdent une rigidité supérieure à celle des joints de mortier.

### 1.7.3 Approche par l'homogénéisation

L'inconvénient majeur de l'approche précédente (globale) est lié à la prise en compte des géométries réelles des blocs et des joints de mortier qui vont influencer la solution numérique lorsqu'on traite des problèmes à une grande échelle. Par exemple, les monuments historiques ne peuvent pas être modélisés facilement par des éléments de structures (poteaux, poutres, plaques . . .) qui demandent l'utilisation des éléments finis 2D ou 3D. Leur texture très complexe (figure 1.23) est souvent composée de murs et des contreforts en pierres combinés à des arches et des arcades.

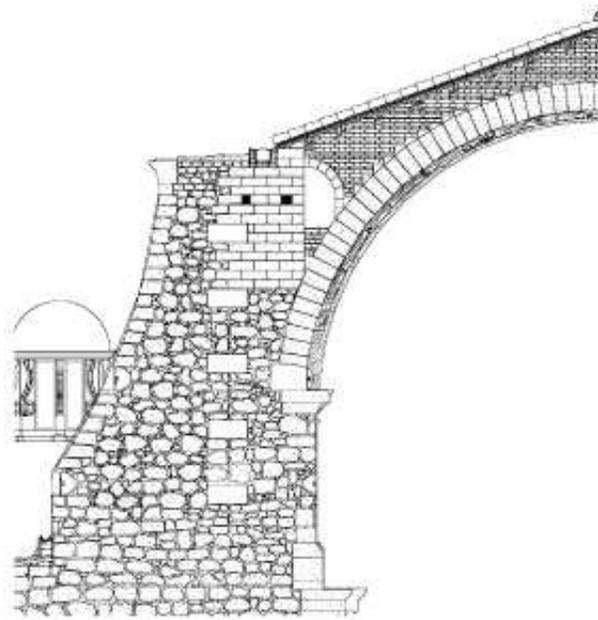


FIG. 1.23 – Section partielle d'une arche : Ancienne cathédrale - Italie

La technique d'homogénéisation est capable d'étudier de telles structures. Au départ, cette approche était conçue pour étudier les matériaux composites [84, 9, 64]. En effet, cette méthode permet d'établir les lois de comportement en fonction des contraintes et des déformations moyennes à partir de la géométrie et des propriétés mécaniques de chaque constituant.

Dans le cas des maçonneries, elle consiste à substituer les différents matériaux par un seul matériau homogène équivalent [90, 77]. Elle est sensée reproduire un comportement moyen ; ceci modifie les caractéristiques physiques réelles du problème. En contre partie, les modèles du matériau équivalent sont capables de décrire certains aspects du comportement global, sans avoir de nombreux paramètres à prendre en compte et sans fournir un grand effort de calcul requis dans l'approche globale. L'approche par l'homogénéisation est rentable lorsqu'on cherche à trouver un bon compromis entre la précision et le coût du calcul.

Bon nombre d'auteurs ont utilisé la technique d'homogénéisation pour déterminer les caractéristiques mécaniques moyennes des maçonneries [77, 6, 90, 19] afin d'étudier le comportement en quasi statique des maçonneries et pour l'analyse du comportement dynamique hors plan et dans le plan de la maçonnerie [6, 53, 15, 16, 17]. Cette méthode est très efficace pour traiter les problèmes linéaires. Mais certaines difficultés apparaissent pendant son application notamment :

1. Les problèmes de localisation qui sont dus essentiellement aux concentrations de contraintes dans certains endroits de la structure.
2. La prise en compte des phénomènes de non linéarités qui se développent au niveau des matériaux et à l'interface brique-mortier (endommagement, rupture, fissuration,...). Il faut savoir que la recherche est assez avancée pour lever ce genre de difficultés dans d'autres domaines, en particulier dans le domaine des matériaux composites, mais malheureusement ce n'est pas encore le cas pour le domaine de la maçonnerie.
3. La différence de rigidité entre les différents constituants de la maçonnerie. Lourenço [53] a montré que l'utilisation de la technique d'homogénéisation donne des résultats complètement erronés lorsque le rapport de rigidité entre la brique et le mortier est supérieur à 10. Ceci provient du fait qu'une interaction complexe se produit entre les deux composants pendant la déformation de la maçonnerie. Cette différence induit des distributions de déformations non uniformes dans les briques et le mortier par rapport à la déformation moyenne de la maçonnerie.
4. La texture complexe de la maçonnerie. L'approche par l'homogénéisation appliquée à la maçonnerie est souvent basée sur l'hypothèse d'une structure périodique régulière dans le cas des maçonneries récentes [6, 86, 18, 90, 91, 56, 19]. Lorsqu'on s'intéresse à l'analyse des maçonneries anciennes, on s'aperçoit que leur structure est très complexe ; les blocs et les joints de liaison possèdent des dimensions variables et ils sont disposés d'une manière complètement arbitraire. Ceci ne permet pas de leur associer des structures périodiques (figure 1.24).

Cependant, la théorie d'homogénéisation dans ce genre de situation doit être appliquée en utilisant des approches différentes [22], telle que l'approche de la mécanique fondamentale des composites non périodiques. Cette approche consiste à considérer un composite aléatoire où le concept d'une cellule périodique (VER)<sup>5</sup> est remplacé par les critères suivants [2, 21] :

- une structure typique moyenne de la structure globale du composite
- un nombre suffisant de phases du matériau

On peut adopter aussi d'autres techniques en particulier les techniques de types "imageries" qui a été utilisée dans le domaine des matériaux composites [84] et qui donne des résultats assez intéressants.

---

<sup>5</sup>VER : volume élémentaire représentatif

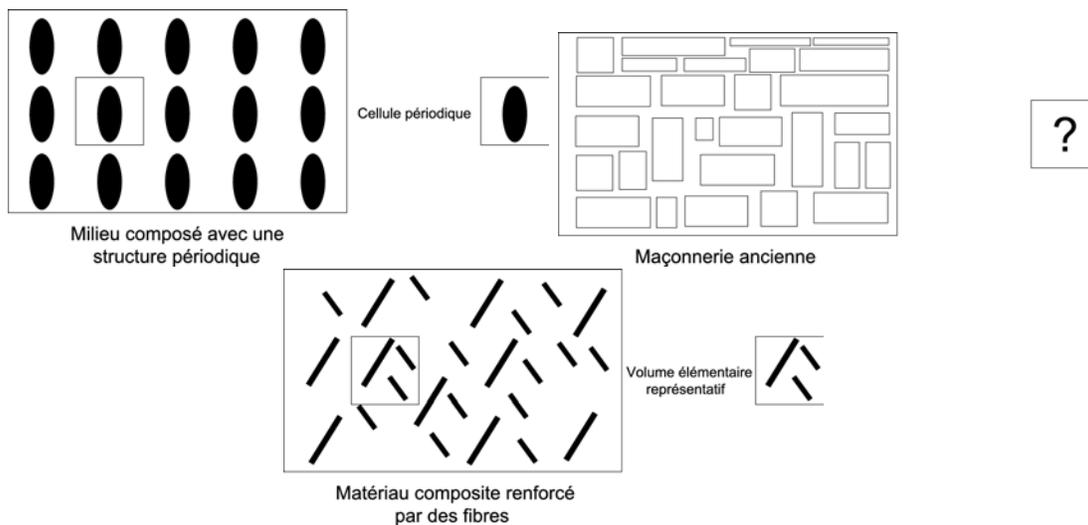


FIG. 1.24 – Identification de VER en fonction de la périodicité du matériau d’homogénéisation

## 1.8 Modélisation du comportement des interfaces dans les structures maçonnées

Comme il a été évoqué précédemment, le comportement mécanique des structures en maçonnerie dépend fortement de la nature de leurs constituants (fabriqués à base de matériaux naturels ou artificiels) et de leur assemblage. Ceci provoque de nombreux modes de rupture des briques, du joint de mortier et de l’interface brique-mortier tels que le glissement, l’ouverture, la fermeture des fissures et leur dilatation . . . .

Afin de mieux comprendre ces phénomènes et expliquer leur influence sur le comportement mécanique global de la maçonnerie, les recherches dans ce domaine ces vingt dernières années se sont concentrées sur la modélisation et la formulation de lois d’interface. De nombreux modèles sont proposés dans la littérature que l’on peut répartir en deux groupes. Dans le premier groupe on trouve des modèles qui définissent la maçonnerie par un comportement de rupture fragile. Tandis que dans le second, la maçonnerie est définie par un comportement de rupture quasi-fragile.

Dans les deux situations, les éléments (blocs, briques, ...) sont considérés comme étant rigides ou déformables. Les phénomènes inélastiques se produisent essentiellement au niveau des discontinuités suivantes :

1. L’interphase qui est définie par une faible épaisseur. Elle peut être de type :
  - Interphase brique/brique ; dans ce cas le joint du mortier représente cette interphase
  - Interphase mortier/brique ; dans ce cas l’interphase fait intervenir une faible épaisseur de la brique et du mortier.

2. L'interface qui est définie par une épaisseur négligeable, elle est assimilée à une ligne de liaison qui est localisée entre la brique et le joint du mortier. Dans notre étude nous avons opté pour ce cas de figure.

### 1.8.1 Rupture fragile

Page [76] fut le premier à avoir utilisé des méthodes numériques pour étudier le comportement mécanique non-linéaire des maçonneries. La méthode des éléments finis est utilisée afin de caractériser le comportement en compression des maçonneries. Il avait supposé que la brique est caractérisée par un comportement élastique linéaire. Les joints sont modélisés par l'intermédiaire d'éléments d'interfaces simulant le comportement non-linéaire. Les lois de comportement pour les joints de mortier sont des lois élasto-plastiques, déterminées à partir de données expérimentales. Page [76] avait introduit le caractère de discontinuité dans la modélisation par la considération d'un critère de rupture fragile en traction, superposé à des lois de comportements empiriques.

### 1.8.2 Rupture quasi-fragile

#### 1.8.2.1 Généralités

En 1957, Drucker et al [28] ont introduit le modèle de plasticité non associée pour décrire la compaction plastique en mécanique des sols. Ce type de comportement a été adopté par Lofti et Shing [49] pour les interfaces dans les maçonneries. Ils ont considéré un comportement élasto-plastique avec durcissement/adoucissement pour les différents constituants de la maçonnerie. Le comportement des joints est donné par un critère de type Mohr-Coulomb avec une limite de résistance en traction. Le comportement des éléments est lui aussi élasto-plastique et est décrit par un critère isotrope de Von Mises en compression et un critère de Rankine en traction. Le modèle d'interface proposé par Lourenço [51] est basé sur le même principe, c'est à dire, un comportement élasto-plastique. La différence réside dans le fait que les unités possèdent un comportement parfaitement élastique. Lourenço [51] avait également enrichi ce modèle en introduisant un critère de résistance limite en compression.

#### 1.8.2.2 Modèle d'interface élasto-plastique avec adoucissement

D'après le modèle de Lofti et Shing [49], le comportement des interfaces est décrit par le critère de type Mohr-Coulomb avec une limite de résistance en traction.

Les efforts dans l'interface sont décrits par la contrainte normale  $\sigma$  et la contrainte de cisaillement  $\tau$  associées aux déformations normale  $\epsilon_n$  et tangentielle  $\epsilon_t$ . Le comportement élastique de l'interface est donné par l'opérateur  $K$  qui est la matrice de rigidité diagonale,  $K$  relie les efforts aux déformations de la manière suivante :

$$\begin{bmatrix} \sigma \\ \tau \end{bmatrix} = K \begin{bmatrix} \epsilon_n \\ \epsilon_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_n \\ \epsilon_t \end{bmatrix}$$

Avec  $k_n$  et  $k_t$  sont les composantes de la matrice de rigidité élastique  $K$ .

Afin d'éviter les difficultés que l'on peut rencontrer pour des surfaces limites non régulières, le critère de Mohr-Coulomb est approché par une hyperbole [49] figure 1.25.

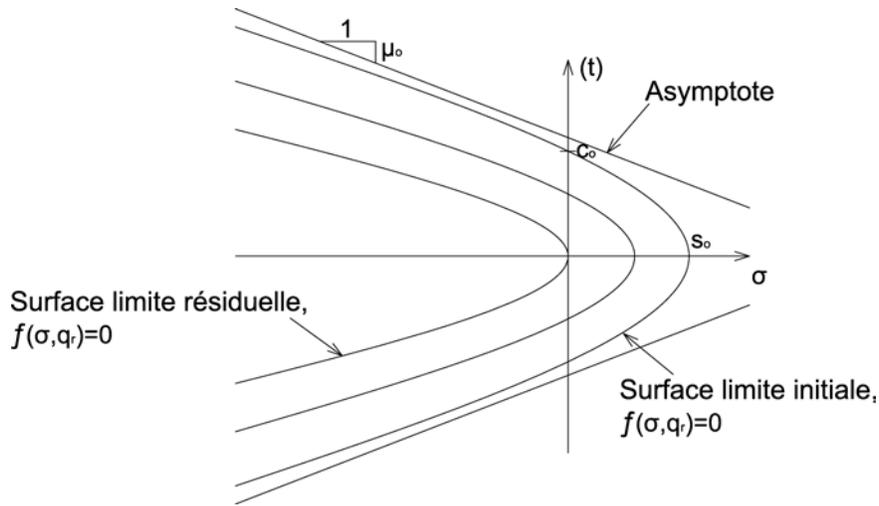


FIG. 1.25 – Surface limite du joint. D'après [49]

$$f_0(\sigma, q) = \tau^2 - \mu^2(\sigma - s)^2 + 2r(\sigma - f_t) = 0 \quad (1.1)$$

avec

$r = (C^2 - \mu^2 f_t^2)/2f_t$  représente le rayon de courbure de l'hyperbole (surface limite),  $c$  est la cohésion et  $f_t$  la résistance en traction.

On note  $q = {}^T [f_t, r, \mu]$  la variable interne qui contrôle l'évolution de la surface limite.

La figure 1.25 montre que  $q_0 = {}^T [f_{t0}, r_0, \mu_0]$  définit la surface initiale, par contre,  $q_r = {}^T [f_{tr}, r_r, \mu_r]$  représente la surface résiduelle.

La loi d'écoulement plastique est choisie non associée, le potentiel plastique  $g(\sigma, q)$  est donné par l'équation 1.2.

$$g(\sigma, q) = \eta r^2 - (r - r_r)(\sigma - f_t) = 0 \quad (1.2)$$

où  $\eta$  est le paramètre qui contrôle la dilatation. Il faut savoir que la dilatation de la surface est nulle lorsque ( $q = q_r$ ).

La loi de comportement d'adoucissement est gouvernée par la puissance plastique dissipée pendant la transformation :

$$\dot{k}^P = \sigma \dot{\epsilon}_n^P + \tau \dot{\epsilon}_t^P \quad (1.3)$$

Concernant l'évolution de la surface limite, il est important de souligner ces hypothèses :

- Le travail plastique en traction/cisaillement affecte seulement la limite de résistance en traction  $f_t$
- Le travail plastique compression /cisaillement diminue la résistance en traction et la résistance en cisaillement

Ces hypothèses peuvent être traduites en fonction de ces puissances plastiques :

$$\dot{k}_1 = (\sigma)^+ \dot{\epsilon}_n^P \quad (1.4)$$

$$\dot{k}_2 = [\tau - \tau_{r1}] \dot{\epsilon}_t^P \quad (1.5)$$

$$\dot{k}_3 = [\tau_{r1} - \tau_{r2}] \dot{\epsilon}_t^P \quad (1.6)$$

avec

$\tau_{r1}$  est la résistance en cisaillement sous une contrainte normale donnée et  $\tau_{r2}$  est la capacité de résistance résiduelle en cisaillement

soit

$$\tau_{r1} = \mu^2 \sigma^2 - 2r\sigma \quad \tau_{r2} = \mu_r^2 \sigma^2 - 2r_r\sigma \quad (1.7)$$

La variable  $q$  qui définit la surface limite, est reliée aux mesures du travail plastique par les équations suivantes :

$$f_t = f_{t0} \left( 1 - \frac{k_1}{G_f^I} - \frac{k_2}{G_f^{II}} \right) \quad (1.8)$$

$$r = r_r + (r_0 - r_r) \exp(-ak_3) \quad (1.9)$$

$$\mu = \mu_r + (\mu_0 - \mu_r) \exp(-bk_3) \quad (1.10)$$

où  $G_f^I$  et  $G_f^{II}$  sont les énergies de rupture en mode I et II respectivement.  $a$  et  $b$  sont des paramètres contrôlant le taux d'adoucissement.

Ces lois d'adoucissement peuvent être écrites sous cette forme :

$$\dot{k} = L(\sigma) \otimes \dot{\epsilon}^p \quad q = l(k) \quad (1.11)$$

où  $\dot{k} = {}^T [k_1, k_2, k_3]$

Dans ce modèle élasto-plastique avec adoucissement, Lourenço [51] suppose que tous les endommagements sont concentrés au niveau du joint de mortier et que la rupture des briques est due à de fortes sollicitations de compression/cisaillement. Le joint de mortier et l'interface brique/mortier sont remplacés par un seul élément d'interface.

Le comportement plastique de l'interface est modélisé à l'aide de critères multi-surfaces qui prennent en compte le comportement en traction, en cisaillement et en compression. La déformation globale  $\epsilon$  est obtenue par une décomposition usuelle en une partie élastique (réversible)  $\epsilon^e$  et une partie plastique (irréversible)  $\epsilon^p$ .

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (1.12)$$

Le taux de déformation plastique est donné par l'équation suivante :

$$\dot{\epsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (1.13)$$

où  $\dot{\lambda}$  est un multiplicateur plastique. Si on pose  $\frac{\partial g}{\partial \sigma} = m$  alors  $\dot{\lambda}$  peut être exprimé par la relation suivante :

$$\dot{\lambda} = \frac{\tau K \otimes \dot{\epsilon}}{{}^T n K \otimes m - {}^T p t} \quad (1.14)$$

avec  $n, p$  et  $t$  sont les vecteurs normaux qui peuvent être exprimés de la manière suivante :

$$n = \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad p = \frac{\partial f}{\partial q} \quad t = \frac{\partial q}{\partial k} \otimes Lm \quad (1.15)$$

La traction est caractérisée par une surface de "troncature" (cut-off), le cisaillement par une surface de frottement de type Coulomb, tandis que le comportement en compression est délimité par une surface appelée "cap", utilisée en mécanique des sols pour décrire la compaction plastique des sols (figure 1.26).

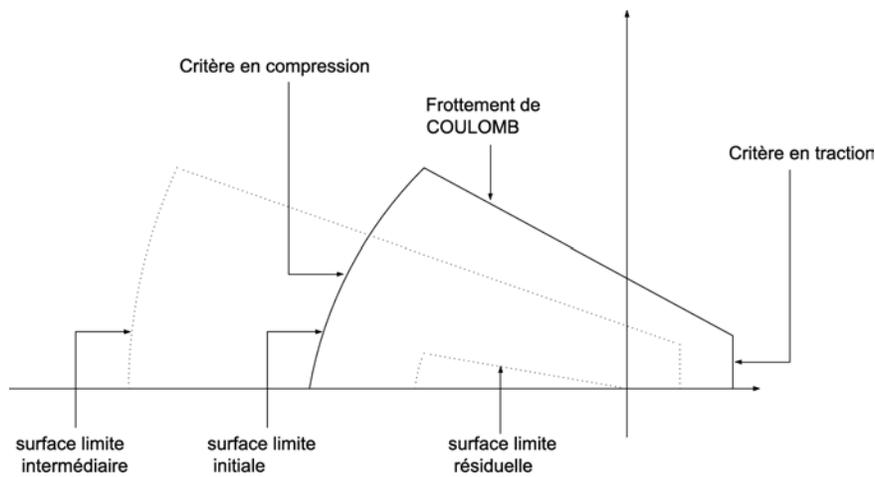


FIG. 1.26 – Les surfaces critiques pour le comportement de l'interface. D'après [51]

### ***Le critère en traction de troncature "cut-off"***

Le critère de rupture en traction est basé sur les résultats expérimentaux de Van der Pluijm [87] concernant le comportement des éléments en maçonnerie sous traction parallèle aux joints verticaux (Figure 1.27). Ce comportement est caractérisé par un adoucissement exponentiel. La surface seuil est définie par :

$$f_1(\sigma, k_1) = \sigma - \bar{\sigma}_1(k_1) \leq 0, \quad (1.16)$$

avec

$$\bar{\sigma}_1(k_1) = f_t \exp\left(-\frac{f_t}{G_f'} k_1\right) \quad (1.17)$$

Le saut de déplacement relatif plastique le long des lèvres de la fissure,  $[u_n^p]$  est calculé à l'aide de la variable d'érouissage.

$$|[u_n^p]| = \dot{k}_1 \quad (1.18)$$

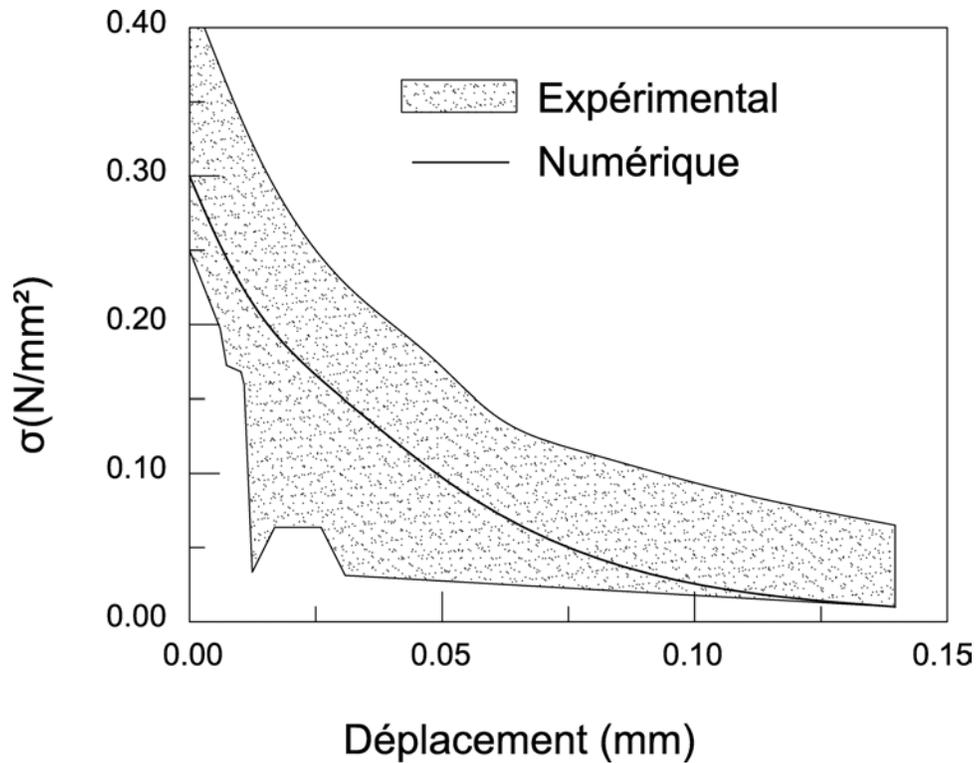


FIG. 1.27 – Comportement à la traction du modèle proposé et résultats expérimentaux. D'après [87].

### ***Le critère en compression "cap"***

La fonction de seuil exprimée dans une configuration bidimensionnelle est donnée par la relation suivante :

$$f_2(\sigma, \tau, k_2) = A_{nn}\sigma^2 + A_{tt}\tau^2 + A_n\sigma - (\bar{\sigma}_2(k_2))^2 \quad (1.19)$$

Avec  $A_{nn}$ ,  $A_{tt}$  et  $A_n$  paramètres du matériau définissant la résistance en compression.

La courbe d'écroissage pour ce modèle est montrée par la figure 1.28 décrite à partir des données expérimentales. Les valeurs de seuil  $\bar{\sigma}(k_2)$  sont données par cette même courbe. Les indices  $i$ ,  $m$ ,  $p$  et  $r$  sont associés aux contraintes initiale, moyenne, critique et résiduelle respectivement.

La variable d'écroissage est exprimée par :

$$\dot{k}_2 = \dot{\lambda}_2 \sqrt{(2A_{nn}\sigma + A_n)^2 + 4A_{tt}^2\tau^2} \quad (1.20)$$

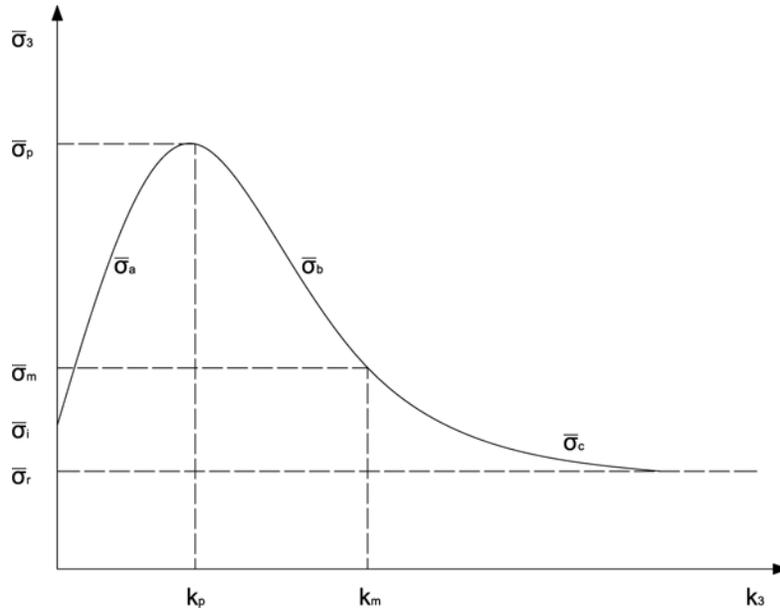


FIG. 1.28 – Loi durcissement/adoucissement pour le critère "cap", d'après [52]

### ***Le critère de frottement de Coulomb***

Pour la modélisation du comportement de cisaillement, assimilé à un frottement de type Coulomb, le domaine élastique est déterminé par :

$$f_3(\sigma, \tau, k_3) = |\tau| + \sigma \tan \phi(k_3) - \bar{\sigma}_3(k_3) \leq 0 \quad (1.21)$$

où la valeur de seuil est donnée par :

$$\bar{\sigma}_3(k_3) = c \exp\left(-\frac{c}{G_f^I} k_3\right) \quad (1.22)$$

L'évolution de l'angle de frottement est donnée par la relation suivante :

$$\tan\phi(k_3) = \tan\phi_0 + (\tan\phi_r - \tan\phi_0) \frac{c - \bar{\sigma}_3(k_3)}{c} \quad (1.23)$$

Les différents paramètres dans les relations précédentes sont :

- $\phi_0$  : l'angle de frottement initial
- $\phi_r$  : l'angle de frottement résiduel correspond à la rupture de type mode II.

Un adoucissement exponentiel est adopté pour la cohésion et pour l'angle de frottement interne. La variable d'érouissage en cisaillement  $k_3$  est définie à l'aide du déplacement de cisaillement  $[u_t^p]$  :

$$|[u_t^p]| = k_3 \quad (1.24)$$

Ces dernières hypothèses conduisent à une énergie de rupture de type mode II non constante avec l'augmentation de la contrainte de confinement [87].

**Giambanco et Di Gati** [39], **Giambanco et al** [40] ont contribué également à une modélisation élasto-plastique des interfaces (joint) selon l'hypothèse des matériaux non-standard. Ces modèles d'interface sont aussi basés sur le critère de Mohr-Coulomb avec un seuil de traction, ils permettent de décrire l'évolution du contact et le glissement pendant la perte de la cohésion entre deux surfaces. Par contre, ils considèrent que les éléments sont parfaitement élastiques.

D'après Giambanco et al [40], la dégradation des mortiers et leur déplacements discontinus par rapport aux éléments conduisent à la perte de cohésion. Ceci est conditionné par le frottement de Coulomb activé entre les surfaces en contact de l'interface. Des essais expérimentaux ont montré que des phénomènes locaux tels que les fissures, la création des vides ..., pendant ce processus, génèrent des surfaces de rupture rugueuses. Cette réponse peut être modélisée par un modèle supposant deux plaques qui glissent entre elles et qui possèdent des bords irréguliers (rugueux) (figure 1.29). En particulier, lorsque le glissement est produit au

long du plan des rugosités incliné d'un angle  $\alpha$  par rapport à la surface plane de l'interface, le joint subit des dilatations ou des contractions pour s'opposer au glissement. La contrainte de cisaillement en fonction de  $\alpha$  est exprimée par :

$$f_4(\tau, \alpha) = |\tau| - \sigma \tan(\phi + \alpha) \leq 0 \quad (1.25)$$

avec  $\phi$  l'angle de frottement résiduel. L'angle de dilatation  $\alpha$  est considéré identique avec l'angle géométrique des pointes des aspérités supposés hyperboliques, générées par l'endommagement du mortier ( 1.29). Le modèle est en adoucissement/durcissement en fonction de la forme des aspérités. L'évolution de la forme des aspérités est liée à la variation de la cohésion de la manière suivante :

$$\alpha = \alpha_0 \left(1 - \frac{c}{c_0}\right)^\nu \quad (1.26)$$

où  $\nu$  est le paramètre qui contrôle le taux de formation des aspérités et  $\alpha_0$  est l'angle des aspérités.

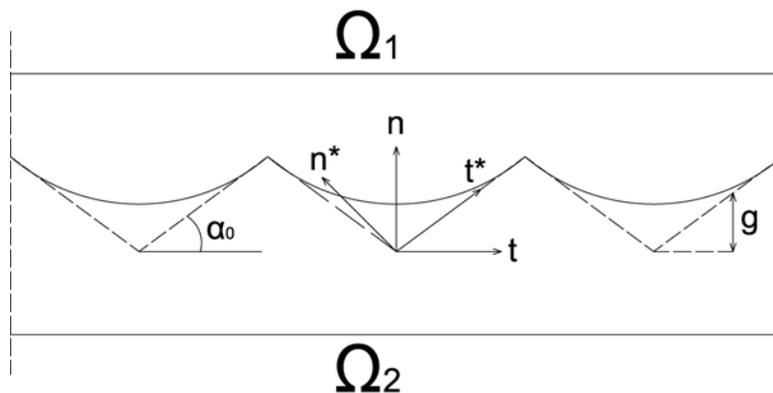


FIG. 1.29 – Modèle des aspérités

Pendant le processus du frottement, l'évolution de l'usure des aspérités se traduit par une loi en fonction du saut de déplacement tangentiel à l'interface  $[u_t]$  :

$$\tan(\alpha([u_t])) = \frac{[u_t]\tan^2(\alpha_0)}{\sqrt{[u_t]^2\tan^2(\alpha_0) + p^2}} \quad (1.27)$$

avec  $p$  une mesure de l'usure exprimée par :

$$p(W_f) = p_f(1 - e^{-W_f/W_0}) \quad (1.28)$$

où  $W_f$  est le travail spécifique de frottement qui pilote l'usure de la surface jusqu'à une valeur limite de l'usure  $p_f$  et  $W_0$  le taux d'usure.

Ces hypothèses sont valables pour les maçonneries anciennes dont le joint du mortier est complètement détérioré par les agressions environnementales, notamment à cause de ses faibles propriétés mécaniques par rapport aux éléments.

### 1.8.3 Modèles d'endommagement

Les matériaux à base de ciment sont caractérisés par une réponse quasi fragile. En effet, le comportement non linéaire de ce type de matériau est dû essentiellement à l'endommagement et au processus de plasticité micro mécanique.

Du point de vue microscopique l'endommagement est lié à l'existence et à l'évolution des micro-vides et des microfissures. Ces derniers vont induire la formation des macrofissures qui vont à leur tour fragiliser la structure. La plasticité est provoquée par les déplacements inter granulaires qui influencent la déformation inélastique produite pendant le processus de chargement.

De nombreux modèles non linéaires sont proposés dans la littérature dans le but d'étudier le comportement quasi fragile des structures conçues à base des matériaux cimentaires. Ces modèles, adoptés pour le calcul des structures, sont basés sur l'approche macroscopique en utilisant la mécanique de l'endommagement [47] et la théorie de la rupture [55].

**Le modèle d'endommagement local pour le joint de mortier** proposé par Gambarotta et Lagomarsino [37], utilisé par Formica et al [34], a été développé dans le but d'analyser la réponse des murs en maçonnerie de brique soumis à des chargements cycliques. L'originalité

de ce modèle est qu'il prend en compte le comportement mécanique de chaque composante de la maçonnerie ainsi que l'interface, en particulier, la décohésion et le glissement qui se développent au niveau de mortier et la rupture au niveau de la brique.

Les équations d'interface sont postulées en fonction de deux variables internes représentant le frottement du au glissement et l'endommagement du joint de mortier. L'évolution de telles variables est gouvernée par la limite de frottement et la condition d'endommagement.

Considérant un élément de volume  $v_m$  constitué par le mortier et l'interface brique-mortier montré par la figure 1.30, sur lequel on définit une déformation  $\epsilon_m = \{\epsilon_t, \epsilon_n, \gamma\}^t$  et une contrainte  $\sigma_m = \{\sigma_t, \sigma_n, \tau\}^t$  moyennes.

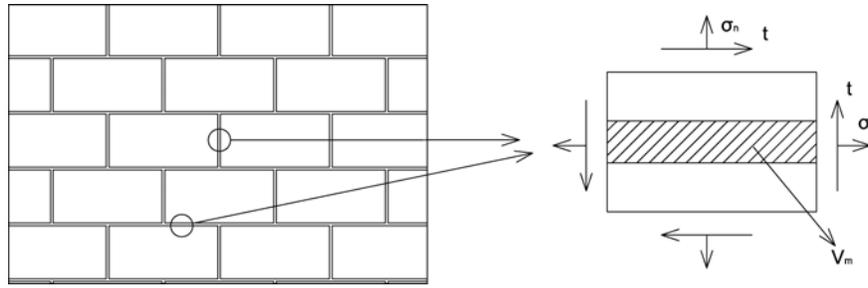


FIG. 1.30 – Schématisation du VER

D'après la règle de la décomposition, la déformation moyenne  $\epsilon_m$  est décomposée en une partie élastique et une partie inélastique exprimée par :

$$\epsilon_m = S_m \sigma_m + \epsilon_m^* \quad (1.29)$$

avec  $S_m$  est le tenseur de souplesse  $(E_m, \nu_m)$  du mortier.  $\epsilon_m^* = \{0, \epsilon_m^*, \gamma_m^*\}^t$  correspond à l'extension et au glissement du joint de mortier. Notons  $\alpha_m$  la variable d'endommagement telle que  $\beta_m \geq 0$ . Les composantes de la déformation sont :

$$\epsilon_m^* = h(\beta_m) H(\sigma_n) \sigma_n \quad (1.30)$$

$$\gamma_m^* = k(\beta_m) (\tau - f) \quad (1.31)$$

où  $h(\beta_m)$  et  $k(\beta_m)$  sont des fonctions positives représentant l'ouverture et le glissement du joint de mortier respectivement

$H(\sigma_n)$  : fonction d'Heaviside qui prend en compte la réponse unilatérale du joint :

$$H(\sigma_n) = 0 \quad \text{pour} \quad \sigma_n \leq 0 \quad (1.32)$$

$$H(\sigma_n) = 1 \quad \text{pour} \quad \sigma_n > 0 \quad (1.33)$$

Avec  $f$  est le frottement sur l'interface brique - mortier, représentant la force interne dans le joint comprimé ( $\sigma_n \leq 0$ ) qui limite ou bloque le glissement.

Le taux d'énergie pour l'endommagement de joint de mortier est associée aux variables précédentes d'après l'équation suivante :

$$Y_m(\sigma_n, \sigma_t, \beta, f) = \frac{1}{2}h'(\beta_m)H(\sigma_n)\sigma_n^2 + \frac{1}{2}k'(\beta_m)(\tau - f)^2 \quad (1.34)$$

L'évolution de l'équation des variables internes est formulée sur la base de ces deux conditions qui doivent être vérifiées à n'importe quel moment au cours du chargement :

1. la variable  $f$  doit vérifier la condition de la limite de frottement suivante :

$$f_5(f) = |f| + \mu\sigma_n \leq 0 \quad (1.35)$$

où  $\mu$  représente le coefficient de frottement.

2. l'évolution de l'endommagement est définie par le critère de la mécanique de rupture :

$$f_6(\sigma_n, \sigma_t, \beta, f) = Y_m - R_m \leq 0 \quad (1.36)$$

où  $R_m$  est la résistance du joint de mortier. L'endommagement se développe au niveau du joint pour des chargements infinitésimaux lorsque la condition limite est atteinte qui se traduit par  $\phi_{dm} = \dot{\phi}_{dm} = 0$ .

Les auteurs postulent que :

$$h(\beta_m) = c_{mn}\beta_m \quad (1.37)$$

$$k(\beta_m) = c_{mt}\beta_m \quad (1.38)$$

avec  $c_{mn}$  et  $c_{mt}$  sont des constantes.

### 1.8.3.1 Commentaires sur le modèle d'endommagement local pour le joint de mortier

1. Lorsque la contrainte de traction est activée dans le joint de mortier ( $\sigma_n \geq 0$ ) l'équation 1.39 donne :

$$\phi_{dm}^+ = \frac{1}{2}c_{mn}(\sigma_2^2 + \rho_m\tau^2) - R_m(\beta_m) \leq 0 \quad (1.39)$$

avec  $\rho_m = c_{mt}/c_{mn}$ , la variable d'endommagement peut être obtenue par la résolution de l'équation  $\phi_{dm}^+ = 0$

2. Lorsque la contrainte de compression est activée dans le joint de mortier ( $\sigma_n < 0$ ), le glissement et le taux d'endommagement seront évalués à partir des équations précédentes :

$$\phi_s = |\tau - \gamma_m^*/c_{mn}\beta_m| + \mu\sigma_n \leq 0 \quad (1.40)$$

$$\phi_{dm}^- = \frac{1}{2}\gamma_m^{2*}/c_{mt}\beta_m^2 - R_m(\beta_m) \leq 0 \quad (1.41)$$

Si la limite de frottement  $\phi_s = 0$  est atteinte alors deux évolutions différentes sont possibles :

- $\phi_{dm}^- < 0$ , uniquement le glissement  $\gamma_m^*$  est mis en place

Sinon si,

- $\phi_{dm}^- = \phi_{dm}^+ = 0$ , le glissement  $\gamma_m^*$  et le taux d'endommagement  $\alpha_m$  sont tous les deux mis en place.

Avant le glissement, la contrainte de cisaillement  $\tau$  doit vérifier l'expression :

$$|\tau| + \mu\sigma_n \leq 0 \quad (1.42)$$

Le glissement et l'endommagement sont activés en dépassant cette limite.

Ce modèle a été intégré dans un code d'éléments finis suivant un algorithme de résolution incrémental. Pour plus de détails concernant l'implémentation du modèle le lecteur pourra se référer à [37].

Un autre modèle d'endommagement a été proposé par Addessi et al [4]. Ce modèle phénoménologique non-local a été développé afin d'étudier la réponse mécanique des éléments de structure conçus à base de ciment.

Pour cette présente étude nous avons opté pour une modélisation de l'interface brique/mortier endommageable. Le modèle local que nous avons utilisé sera exposé plus en détails dans les prochaines chapitres.

### 1.8.4 Conclusions et synthèses

Au début de ce chapitre nous avons établi un historique de la maçonnerie. Ce qu'il faut retenir est que l'art de construire remonte aux premières civilisations et que la pierre fut le plus ancien matériau de construction utilisé. La maçonnerie en pierre a marqué toutes les anciennes civilisations par la construction de magnifiques chefs d'oeuvre qui existent encore aujourd'hui. Ce monopôle d'utilisation longtemps conservé a complètement basculé avec les développements industriels et économiques qui ont conduit à l'invention de nouveaux matériaux de construction tels que l'acier et le béton. Ces matériaux ont réussi à devenir prépondérants très rapidement dans la totalité des secteurs de construction en Génie civil grâce à leurs propriétés assez remarquables d'un point de vue mécanique. Ils permettent également de répondre aux attentes et aux exigences des constructeurs et des ingénieurs. Désormais, ceci rend l'usage des anciens matériaux limité à des fonctionnalités secondaires, d'esthétique . . . . Néanmoins, dans le domaine scientifique la curiosité de nombreux chercheurs est toujours concentrée sur l'étude des comportements des structures maçonnées.

Dans la suite du chapitre, nous avons abordé les différents aspects qui influencent le comportement mécanique des structures en maçonnerie. A savoir, les différentes sollicitations auxquelles ces structures sont régulièrement soumises. Ces chargements sont principalement leurs poids propres et parfois les surcharges extérieures verticale ou horizontale, en fonction de leurs rôles dans la construction. Ceci peut engendrer des phénomènes de compression et/ou de traction et du cisaillement. Il faut souligner que les maçonneries sont également soumises à d'autres agressions extérieures telles que la température, l'humidité, l'existence de fissure . . . .

Une sensibilité très particulière est observée sous les sollicitations au cisaillement, notamment sous l'effet des charges sismiques. Ces actions ne peuvent être prévisibles, de plus elles agissent très arbitrairement dans le plan ou hors plan, dans chaque situation le constat est souvent catastrophique. Mais il faut savoir que dans les différents cas ce comportement est fortement lié aux caractéristiques des constituants de la maçonnerie (brique et mortier) d'une part et du comportement des interfaces d'autre part.

La dernière partie de ce chapitre est consacrée à la modélisation du comportement des maçonneries et de leurs interfaces. Les principales conclusions qui peuvent être tirées est que la maçonnerie est généralement traitée de deux façons :

- La première, "l'approche globale", considère la maçonnerie comme étant un matériau hétérogène. Elle permet de donner une compréhension à l'échelle locale de la structure. Le problème se pose lorsqu'on souhaite considérer une structure de grandes dimensions et ayant des géométries complexes,
- La seconde, "l'approche par l'homogénéisation", considère la maçonnerie comme un matériau homogène. Elle permet de remédier au problème posé par l'application de la première technique. Mais son application reste toujours délicate à cause des difficultés que l'on peut rencontrer notamment pour le choix de la cellule de base et aussi pour la prise en compte des problèmes de non linéarité de comportement.

Le caractère fortement hétérogène des maçonneries influence d'une manière considérable le

comportement non linéaire. Celui-ci se développe au niveau des discontinuités qui peuvent être traduites par des interphases ou par des interfaces entre les deux constituants. L'état de l'art sur le comportement de ces structures met en évidence que le comportement global dépend fortement du comportement de ces "interfaces". Ces dernières sont caractérisées par un comportement de type quasi fragile, elles possèdent dans certain cas un comportement endommageable.

En conclusion, les enseignements qui peuvent être tirés à partir de toutes ces réflexions est que les modèles connus pour l'instant qui prennent en compte l'endommagement sont en général des modèles d'"interphase". Ceci nous a conduit à proposer un modèle d'interface qui prenne en compte l'endommagement de cette dernière. Afin de mieux cerner cette problématique nous avons consacré les chapitres suivants de notre travail à l'étude du comportement mécanique des maçonneries soumises aux essais de cisaillement d'un point de vue expérimental et numérique.





## Chapitre 2

### Étude expérimentale



## 2.1 Introduction

L'objectif de notre étude consiste à modéliser les interfaces dans les structures maçonnées en prenant en considération les principaux phénomènes mécaniques qui gouvernent leur rupture tels que l'adhérence, le glissement, le frottement, l'endommagement, . . . . Pour cela il est nécessaire de déterminer expérimentalement les lois de comportement et les valeurs précises des caractéristiques mécaniques de la maçonnerie qui seront à prendre en compte dans les modèles.

Les maçonneries sont des matériaux composites qui présentent des propriétés différentes selon les directions, à cause des joints de mortiers qui se comportent comme des plans de faiblesse. Plusieurs facteurs peuvent expliquer la difficulté pour modéliser une maçonnerie : son anisotropie, les dimensions des blocs (pierres ou briques), l'épaisseur des joints, les propriétés intrinsèques des blocs et du mortier, la disposition des joints d'assise et des joints verticaux ainsi que la mise en oeuvre (le " coup de main " de l'homme). Par conséquent, la maçonnerie constitue généralement un assemblage anisotrope et inélastique caractérisé par une résistance à la traction souvent faible.

Afin de mieux comprendre le comportement mécanique des interfaces et de définir leurs caractéristiques mécaniques, nous avons effectué des essais expérimentaux sur les différents composants de la maçonnerie à savoir les briques et le mortier et sur des prismes de maçonnerie composés de deux et de trois briques (pleines et creuses) connectées par des joints de mortier. Les résultats obtenus sont présentés dans les sections suivantes.

## 2.2 Les propriétés des matériaux

### 2.2.1 Mortier

Le mortier que nous avons utilisé est un mortier usuel prêt à l'emploi de "Weber Broutin", fabriqué à base de granulats silico-calcaires roulés, lavés et séchés et de ciment de type portland 52.5. Il est destiné à une utilisation courante pour les montages parpaings et briques, les chapes minces, les scellements, les travaux résistants, la pose de pierres, . . .

Les caractéristiques moyennes fournies par le fabricant sont données par le tableau 2.1.

Granulométrie	0-5 mm
Dosage en liant / $m^3$ sable sec	350 kg
Eau de gâchage	12.5 % soit : - 5L / sac de 40 kg - 3L / sac de 25 kg
Masse volumique apparente à 28 jours	2.25
Retrait à 28 jours	0.65

TAB. 2.1 – *Caractéristiques moyennes du mortier*

### 2.2.1.1 Mesures des résistances à la compression et à la traction

L'essai qui consiste à étudier les résistances à la traction et à la compression est décrit d'une manière détaillée dans la norme EN196-1. Après avoir préparé soigneusement la pâte du mortier suivant les instructions indiquées dans la précédente norme, on procède au remplissage des moules  $4 \times 4 \times 16$  montrés par la figure 2.1.



FIG. 2.1 – Moule à trois alvéoles pour éprouvettes  $4 \times 4 \times 16$

Le remplissage du mortier dans ce moule se fait en deux temps et en appliquant à chaque fois au moule 60 chocs sur l'appareil à chocs ; en faisant chuter ce dernier d'une hauteur de  $15\text{mm} \pm 0,3\text{mm}$  à la fréquence d'une chute par seconde pendant 60s. Ensuite, le moule est arasé, recouvert d'une plaque de verre et entreposé dans la salle humide.

Les éprouvettes de mortier utilisées pour la mesure des caractéristiques mécaniques ont le même gâchage de mortier que celui utilisé pour la réalisation des montages de maçonnerie sur lesquels on a effectué les essais de cisaillement présentés dans les sections suivantes.

Après 24 heures du début du malaxage, les éprouvettes sont démoulées et entreposées dans de l'eau à  $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}$  jusqu'au moment des essais de rupture, c'est à dire, à 28 jours.

Pour notre étude nous avons testé six éprouvettes en flexion (3 points) et en compression. La rupture de chaque éprouvette en flexion et en compression s'effectue conformément au dispositif décrit sur la figure 2.2 et la figure 2.3 respectivement.

On note  $F_f$  la charge de rupture en flexion de l'éprouvette ; pour cet essai le moment de rupture vaut  $F_f l/4$  et la contrainte de traction sur la face inférieure de l'éprouvette, appelée aussi résistance à la flexion est :

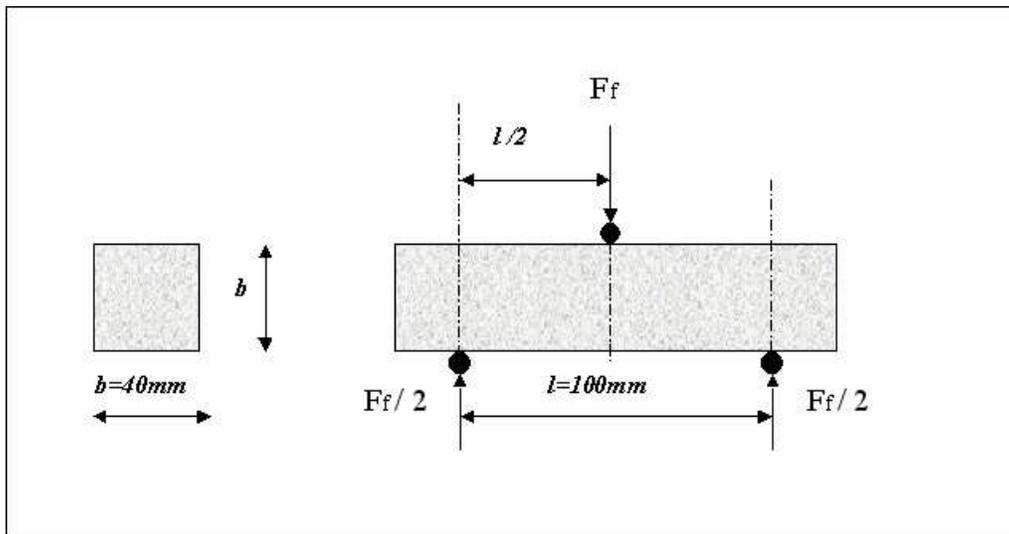


FIG. 2.2 – Dispositif pour l'essai de résistance à la flexion

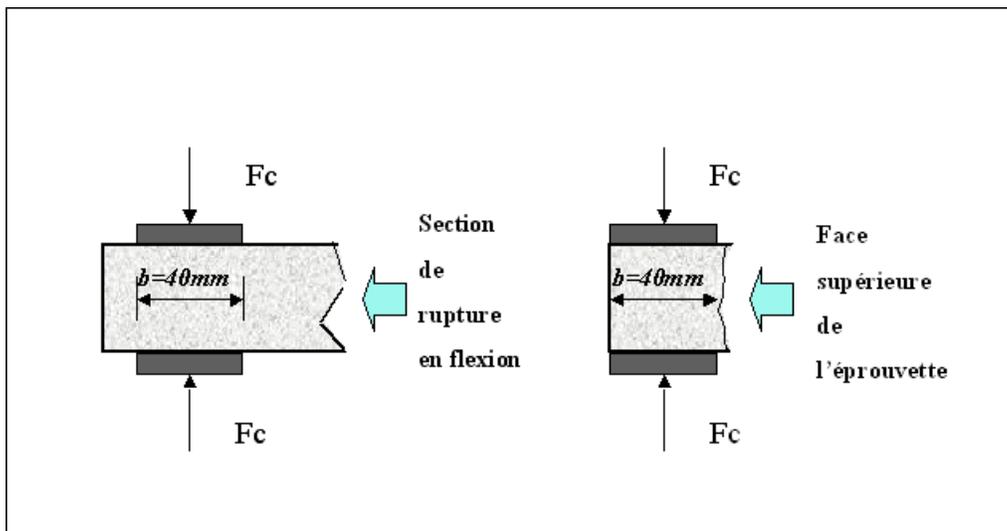


FIG. 2.3 – Dispositif de rupture en compression

$$R_f = \frac{1,5F_f l}{b^3} \quad (2.1)$$

Les demi-prismes de l'éprouvette obtenus après rupture en flexion seront rompus en compression comme indiqué sur la figure 2.3. On note  $F_c$  la charge de rupture, la contrainte de rupture, appelée également résistance à la compression, est :

$$R_c = \frac{F_c}{b^2} \quad (2.2)$$

Les résultats obtenus pour chaque éprouvette concernant les différents essais sont résumés dans le tableau 2.2.

Nr.	Essai de flexion		Essai de compression $S = 1600mm^2$			
	Effort de traction (KN)	Résistance à la flexion (MPa)	Effort de compression (KN)		Résistance à la compression (MPa)	
			1 <sup>er</sup> demi prisme	2 <sup>me</sup> demi prisme	1 <sup>er</sup> demi prisme	2 <sup>me</sup> demi prisme
1	1,95	456,3	39,5	36,9	24,7	23,1
2	1,87	438,75	39,2	34,4	24,5	21,5
3	1,69	395,46	33,6	30,7	21,0	19,1
4	1,91	446,94	37,7	44,7	23,5	27,9
5	1,65	386,1	37,3	35,8	23,3	22,4
6	1,85	432,9	31,8	39,5	19,8	24,7
Moyenne	1,82	426,1	36,5	37,0	22,81	23,1

TAB. 2.2 – *Caractéristiques moyennes du mortier*

A défaut d'absence de norme spécifique pour la détermination du module élastique pour le mortier, nous avons retenu pour notre étude les valeurs données par Gabor [36] (tableau 2.3), qui ont été déterminées en s'appuyant sur des normes appliquées pour les bétons.

Nr.	Module élastique (MPa)
1	7313
2	7744
3	9903
4	7896
Moyenne	8200

TAB. 2.3 – *Module élastique du mortier. D'après [36]*

## 2.2.2 Briques

Les briques en terre cuite utilisées pour les essais sont pleines ou creuses. Leur dimension est de  $210 \times 100 \times 50mm^3$ ; les creux ont pour dimension  $25 \times 25 \times 50mm^3$  et leur nombre est de 10 creux par brique, disposés sur deux rangs.

La norme NF EN 772-1 [69] décrit une méthode d'essai de la résistance en compression des éléments de maçonnerie en terre cuite, silico-calcaire, béton de granulats, béton cellulaire

autoclavé, pierre artificielle et pierre naturelle.

Les éprouvettes, après préparation si nécessaire, sont posées et centrées sur le plateau de la machine d'essai de compression. Elle est connectée à un PC qui acquiert simultanément tous les paramètres du capteur de déplacements et des jauges de déformations.

Les essais sont effectués en charge imposée et uniformément répartie jusqu'à la rupture. Ces tests se déroulent en deux étapes :

- 1<sup>re</sup> étape : on commence par une montée en charge avec une vitesse de chargement adaptée choisie selon le tableau 2.4 ;
- 2<sup>me</sup> étape : à environ la moitié de la charge maximale on ajuste une vitesse de telle manière que la charge maximale soit atteinte au maximum dans 1 min.

Résistance à la compression prévue ( $N/mm^2$ )	Taux d'augmentation de la charge par seconde ( $N/mm^2$ )/s
< 10	0,05
11 à 20	0,15
21 à 40	0,3
41 à 80	0,6
> > 80	1,0

TAB. 2.4 – Vitesse d'application de la charge

On note  $\sigma_c$  la résistance à la compression normalisée d'un élément de maçonnerie, exprimée en Newtons par millimètre carré ( $N/mm^2$ ). La résistance de chaque éprouvette est calculée en divisant la charge maximale atteinte pendant l'essai par la surface chargée des éléments.

Le calcul de la résistance moyenne est obtenu en effectuant la moyenne des résistances des éprouvettes individuelles à  $0,1N/mm^2$  près.

### 2.2.2.1 Essai de compression unidirectionnelle

L'essai de compression unidirectionnelle consiste à appliquer un effort vertical sur le bord supérieur de la brique. Les jauges collées sur la brique dans la direction longitudinale et transversale (Figure 2.4), nous permettent de prélever les déformations correspondantes dans

les deux directions. Sur chaque brique nous avons collé des jauges sur deux faces opposées dans le but d'obtenir (à la fin) une moyenne des différentes déformations. Un capteur de déplacement, appelé capteur extensométrique LVDT, a été également fixé sur les briques testées (Figure 2.5) afin de prélever les déplacements de la brique dus au chargement.

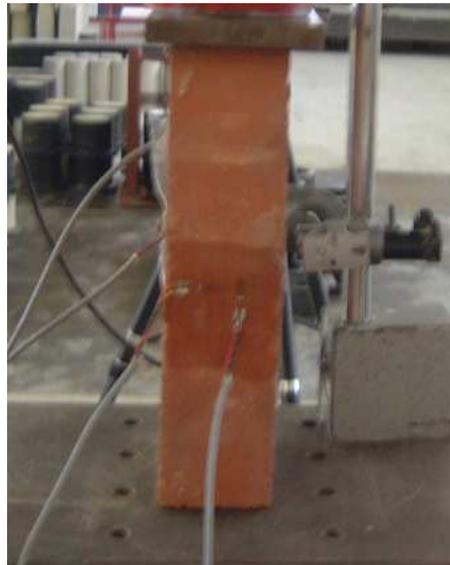


FIG. 2.4 – *Essai de compression : Disposition des jauges de déformations*

La brique se déforme sous l'effet du chargement  $F$  appliqué par le plateau de la presse. Soit  $h$  la hauteur de la brique sous un chargement nul et  $(h + \Delta h)$  sa nouvelle hauteur sous un chargement correspondant à une contrainte de compression  $\sigma_c$ .  $\Delta h$  représente dans ce cas un raccourcissement qui est donné par le capteur pour chaque cas testé.  $\epsilon_l$  est la déformation relative de l'éprouvette dans le sens longitudinal qui est égale à :

$$\epsilon_l = \frac{\Delta h}{h} \quad (2.3)$$

Les résultats des essais obtenus nous ont permis de tracer les courbes contraintes normales - déformations longitudinales, contraintes normales - déformations transversales et déformations longitudinales - déformations transversales données par les jauges et par le capteur pour chaque éprouvette testée.



FIG. 2.5 – *Essai de compression : Disposition du capteur de déplacements*

Le module d'élasticité  $E$  a été calculé à partir de la pente des courbes contraintes normale-déformation longitudinale à 30 % de la charge ultime.

$$E = \frac{\text{Contrainte normale à 30 \% de la charge ultime}}{\text{Déformation correspondante}} \quad (2.4)$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  représente la pente de la courbe Déformation transversale- Déformation longitudinale. Il est calculé d'après cette expression :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad (2.5)$$

Les résultats des essais obtenus sur les trois briques pleines et creuses étudiées sont présentés plus en détail dans les paragraphes suivants.

### 2.2.2.2 Briques pleines

Nous avons testé une série de trois briques pleines (Figure 2.6). Pour chaque essai l'éprouvette est munie d'un capteur de déplacement et de jauges de déformations dans le sens

longitudinal et transversal collées sur les deux faces opposées de la brique.

Ces équipements sont connectés à une chaîne d'acquisition (PC) qui enregistre les informations qui sont produites au cours de l'essai. Ces informations sont les déformations longitudinales et transversales et bien évidemment le chargement appliqué (Figure 2.7).

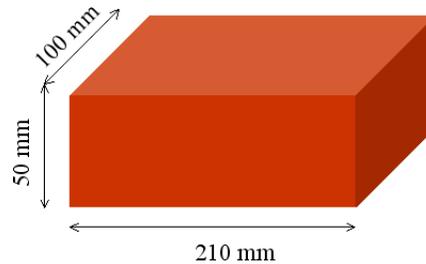


FIG. 2.6 – *Brique pleine*

Suite aux résultats enregistrés, nous avons tracé les courbes suivantes pour chaque essai 1, 2 et 3 qui correspondent respectivement aux briques 1, 2 et 3 testées :

1. Déformation longitudinale en fonction de la contrainte normale (Figure 2.8)
2. Déformation transversale en fonction de la contrainte normale (Figure 2.9)

On peut constater sur les courbes correspondant aux essais précédents (Figure 2.8 et Figure 2.9) que les données des jauges, pour un même essai, sont très comparables, notamment pour l'essai (2) et l'essai (3). Ces valeurs de déformations dans les deux directions vont être retenues pour la suite de notre travail. Contrairement à celles données par les capteurs LVDT qui ont été écartées, car elles représentent une différence trop importante par rapport aux jauges.

Cette dispersion de résultats entre les données des jauges et le capteur nous semble raisonnable. En effet, les jauges nous donnent une information directe sur les déformations correspondantes. Il faut rappeler aussi que les jauges sont collées à la mi-hauteur de la brique ; à cet emplacement les déformations sont quasiment homogènes.

Le capteur nous donne une information sur le déplacement. Concernant les différents essais traités, les déplacements sont relevés au niveau du bord supérieur de la brique ; à cet endroit généralement les déformations sont très hétérogènes.

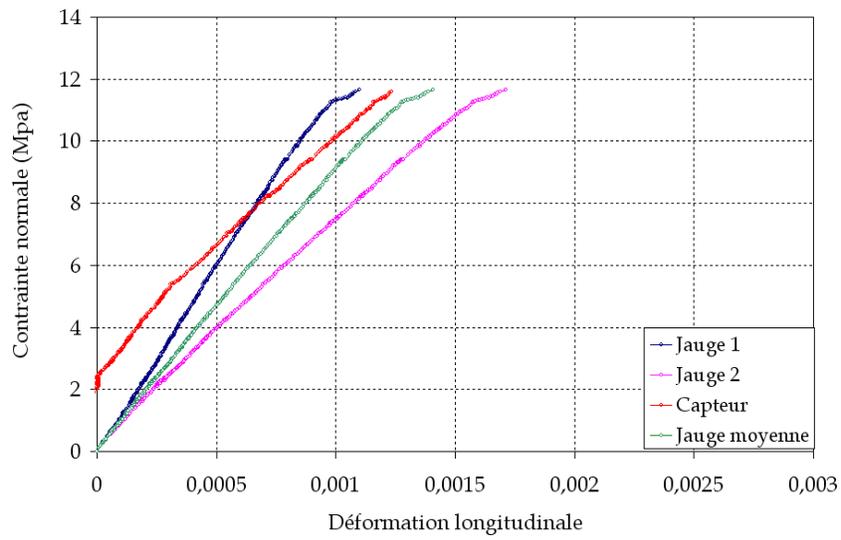
Les courbes déformation longitudinale en fonction de la contrainte normale (Figure 2.10) et déformation transversale en fonction de la contrainte normale (Figure 2.11) représentent une comparaison entre les différents cas testés sur les briques pleines. La pente entre 5% et 30% des courbes de la Figure 2.10 nous permet de calculer le module élastique des différentes éprouvettes.

On peut observer sur ces courbes une légère différence entre les différents échantillons testés. Il faut savoir que la dispersion de ces résultats est dûe essentiellement à la présence des fissures à la surface et à l'intérieur des briques. Ces fissures sont principalement des défauts de fabrication qui se développent plus particulièrement au cours de la cuisson des éléments.

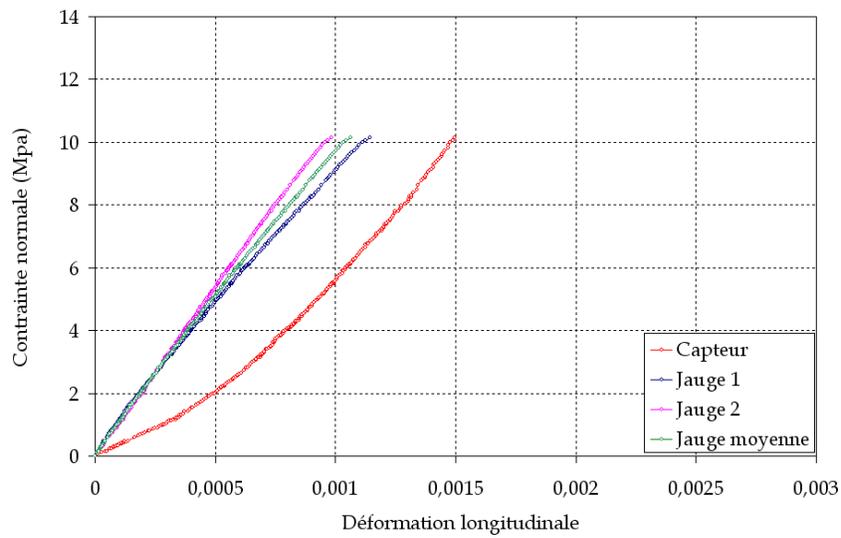
Une synthèse des essais effectués est montrée par la figure 2.12 qui illustre la déformation longitudinale en fonction de la déformation transversale. Les pentes des trois courbes nous permettent de calculer le coefficient de Poisson pour les trois briques pleines.



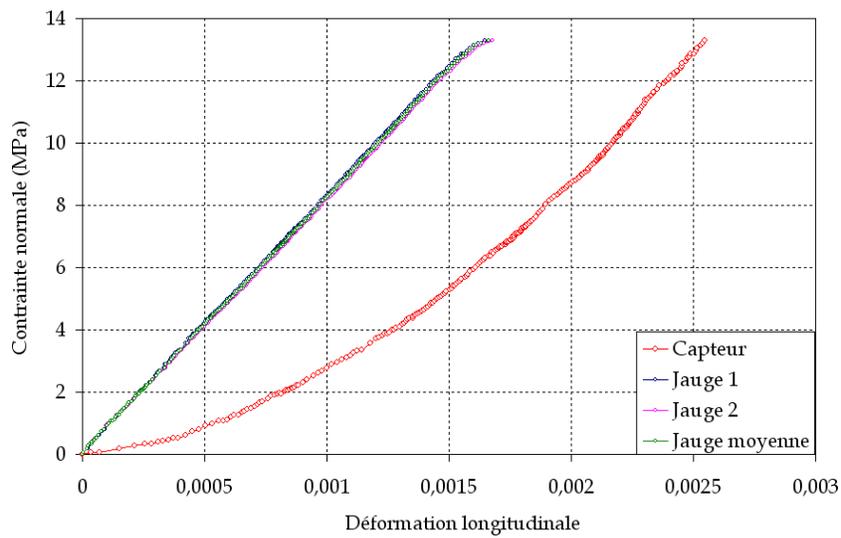
FIG. 2.7 – Machine de chargement en compression et chaîne d'acquisition de données



(a) Essai 1

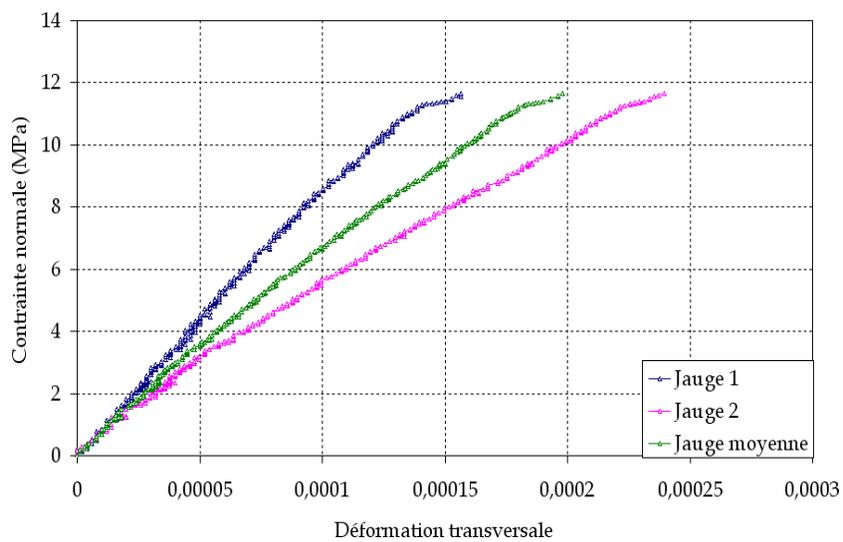


(b) Essai 2

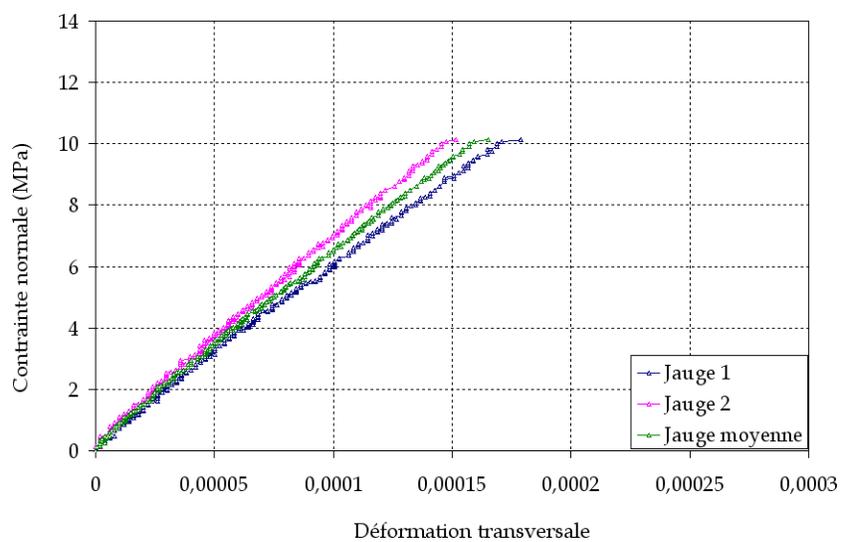


(c) Essai 3

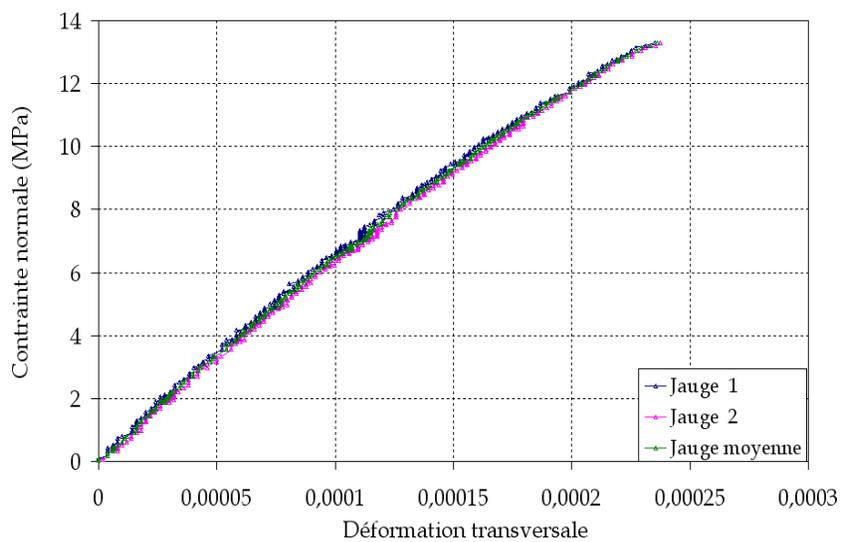
FIG. 2.8 – Essai de compression sur les briques pleines : Module d'élasticité



(a) Essai 1



(b) Essai 2



(c) Essai 3

FIG. 2.9 – Essai de compression sur les briques pleines : Coefficient de Poisson

Les moyennes des valeurs numériques, données par les jauges sur chaque éprouvette, nous ont conduit à calculer la résistance à la compression, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson pour les trois briques pleines. Ces résultats sont résumés dans le tableau 2.5

No.	Résistance à la compression (MPa)	Module d'élasticité (MPa)	coefficient de Poisson
1	11.7	9439	0.13
2	10.2	10447.4	0.14
3	13.3	8429.2	0.13
Moyenne	11.7	9438.5	0.133

TAB. 2.5 – Propriétés Mécaniques des briques pleines

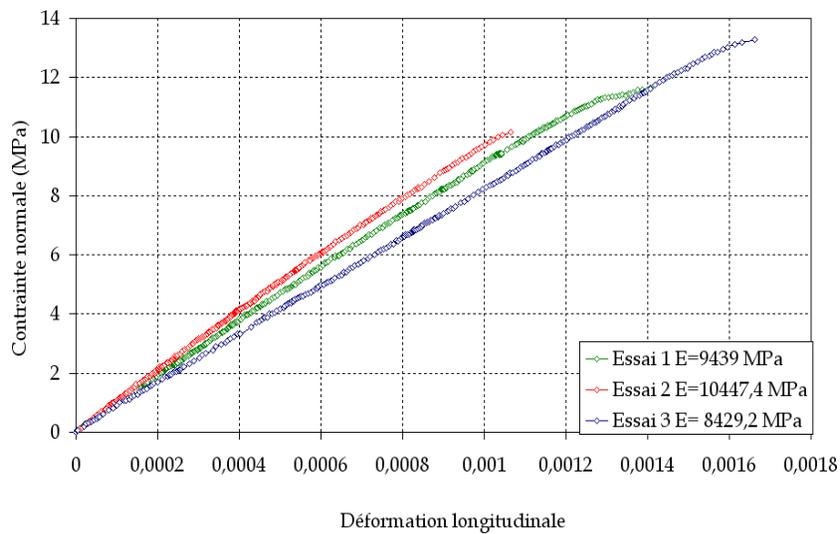
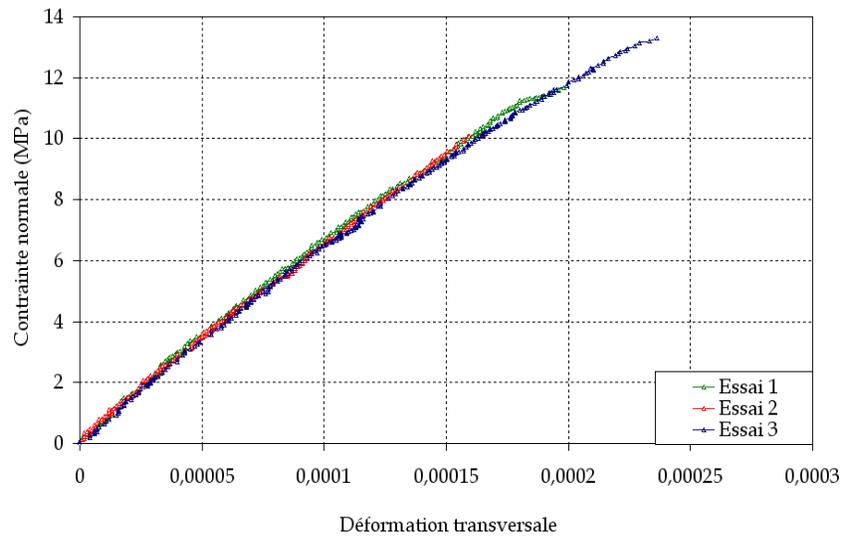
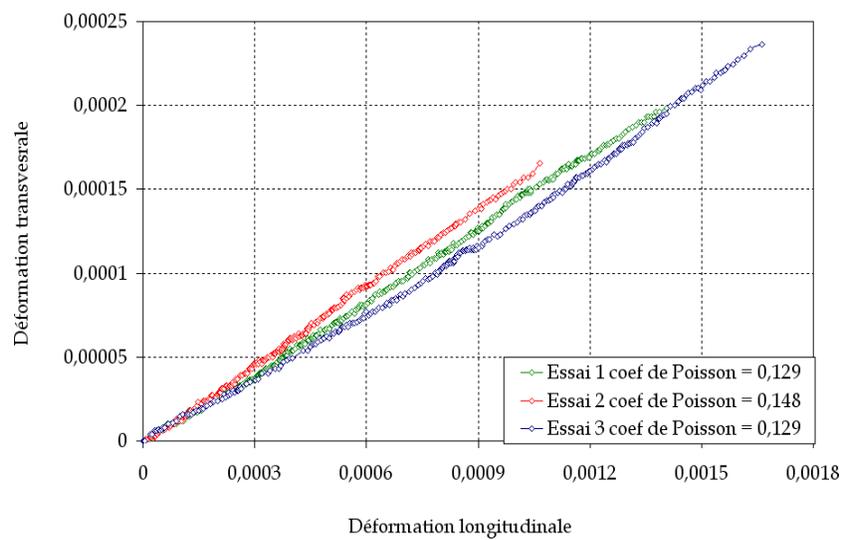


FIG. 2.10 – Module d'élasticité - Briques pleines

FIG. 2.11 – *Contrainte normale - Déformation transversale - Briques pleines*FIG. 2.12 – *Coefficient de Poisson - Briques pleines*

### 2.2.2.3 Briques creuses

Nous avons également testé une série de trois briques creuses (Figure 2.13) en procédant à des essais de compression unidirectionnelle. Ces essais se sont déroulés dans les mêmes conditions et avec les équipements utilisés pour les essais de compression sur les briques pleines cités ci-dessus.

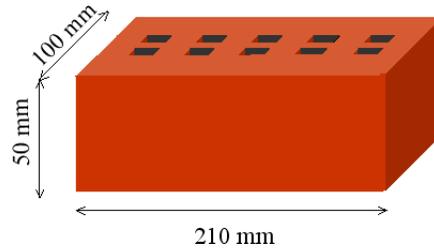


FIG. 2.13 – *Brique creuse*

Les résultats obtenus nous ont permis de tracer les courbes suivantes concernant les essais sur chaque brique creuse :

1. Déformation longitudinale en fonction de la contrainte normale Figure 2.14
2. Déformation transversale en fonction de la contrainte normale Figure 2.15

Ces résultats montrent la même différence de résultats entre les jauges de déformation et le capteur de déplacement que constatée auparavant pour les essais correspondant aux briques pleines (Figure 2.14). Par ailleurs, seules les déformations données par les jauges de déformations ont été retenues. Celles données par le capteur LVDT ont été écartées.

Les courbes de déformation longitudinale en fonction de la contrainte normale (Figure 2.16) et de la déformation transversale en fonction de la contrainte normale (Figure 2.17) représentent une comparaison entre les différents cas testés sur les briques creuses. La pente entre 5% et 30% des courbes de la Figure 2.16 nous permet de calculer le module élastique des différentes éprouvettes. Dans ces essais nous pouvons également constater une légère différence entre les différents échantillons testés. Nous pensons que ceci est produit par les mêmes raisons évoquées plus haut.

La synthèse des essais effectués est montrée par la figure 2.18 qui illustre la déformation longitudinale en fonction de la déformation transversale. Les pentes des trois courbes nous permettent de calculer le coefficient de Poisson pour les trois briques creuses testées.

Le tableau 2.6 résume quelques paramètres mécaniques obtenus pour le cas des briques creuses.

No.	Résistance à la compression ( <i>MPa</i> )	Module d'élasticité ( <i>MPa</i> )	Coefficient de Poisson
1	4.4	5934	0.4
2	4.4	6737.4	0.14
3	4.6	5505	0.12
Moyenne	4.46	6058.8	0.13

TAB. 2.6 – *Propriétés Mécaniques des briques creuses*

Il nous semble judicieux de mettre l'accent sur un point intéressant que nous avons observé au cours de l'essai 2 et de l'essai 3. Il est important de souligner que les résistances en compression qui sont résumées dans le tableau précédent concernant les briques creuses sont enregistrées au moment où s'est produit la première fissure sur les parois intérieures des briques. La rupture totale de la brique est normalement atteinte par un chargement plus élevé. Ceci est indiqué par les courbes des figures 2.19 et 2.21, observé sur l'essai 2 et l'essai 3. Ce comportement peut se traduire par l'existence de deux paliers de chargement différents sur les courbes précédentes. Le premier palier correspond à la résistance de compression retenue pour la suite de notre étude qui possède une valeur d'environ  $4MPa$  et  $3MPa$  respectivement pour l'essai 2 et l'essai 3. Le deuxième palier correspond à la résistance maximale de ruine totale qui vaut environ  $13MPa$  et  $16MPa$  pour l'essai 2 et 3 respectivement.

Les différentes étapes de ruine à partir du premier palier de chargement jusqu'à la rupture totale sont montrées par la figure 2.21.

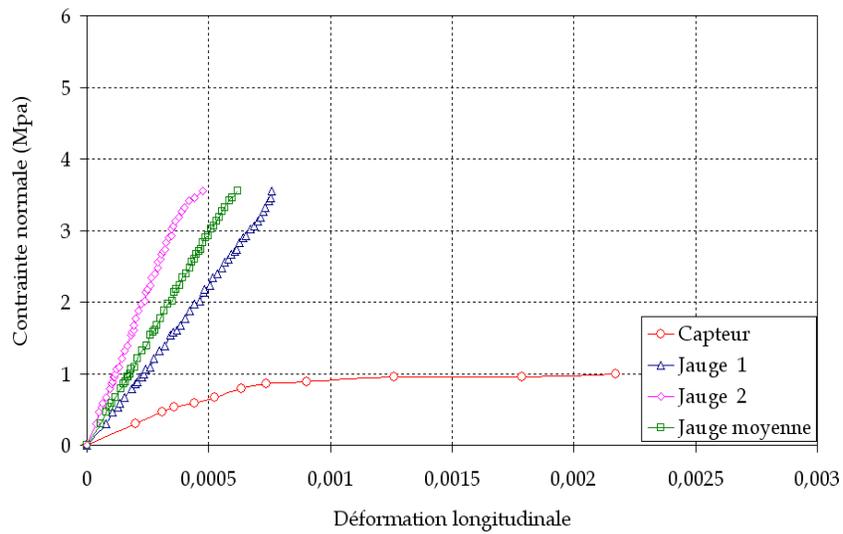
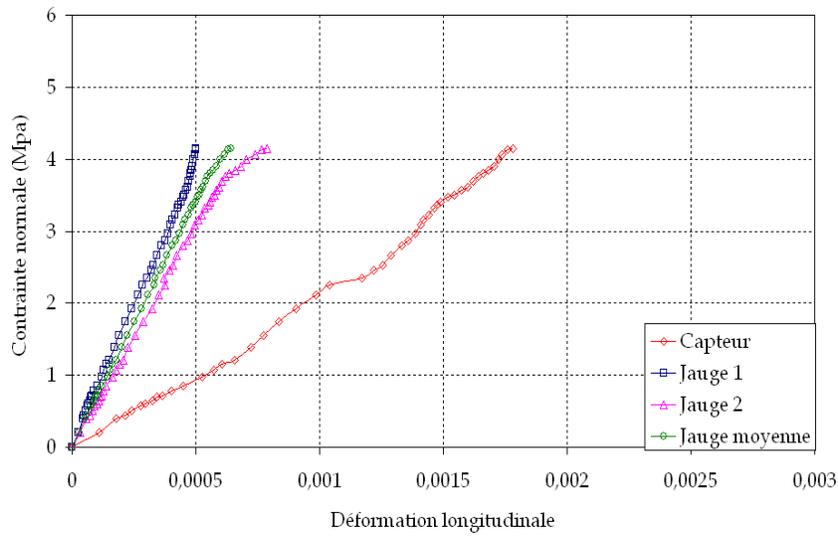
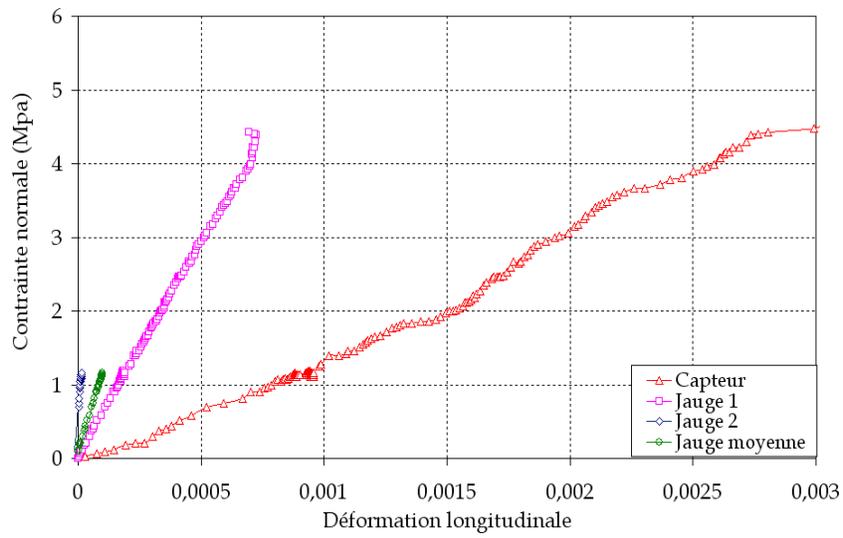
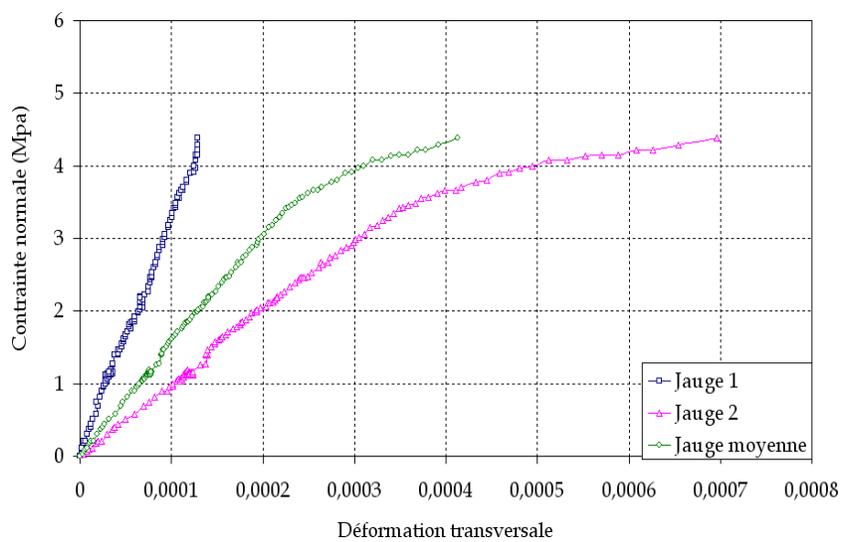
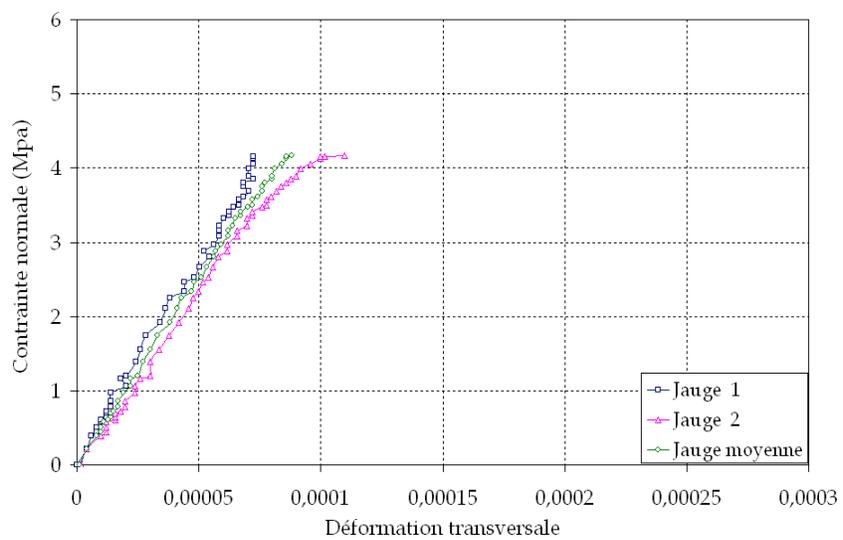


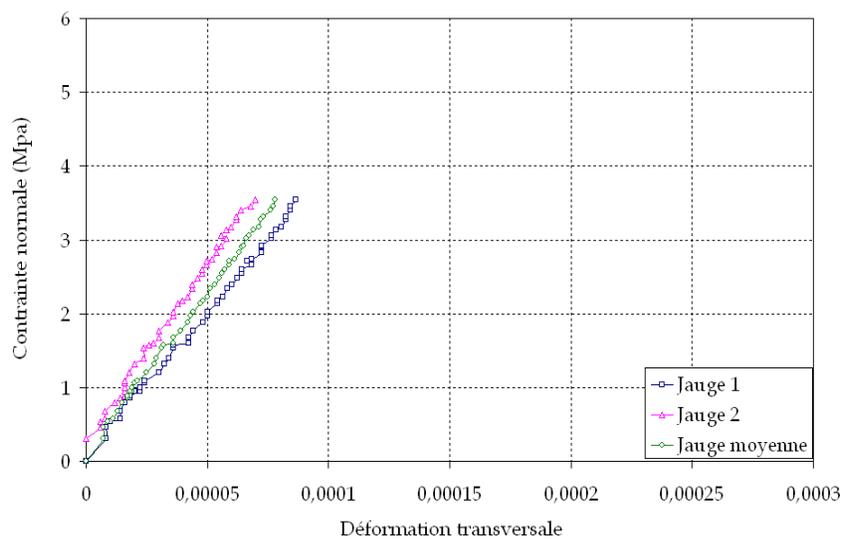
FIG. 2.14 – Essai de compression sur les briques creuses : Module d'élasticité



(a) Essai 1

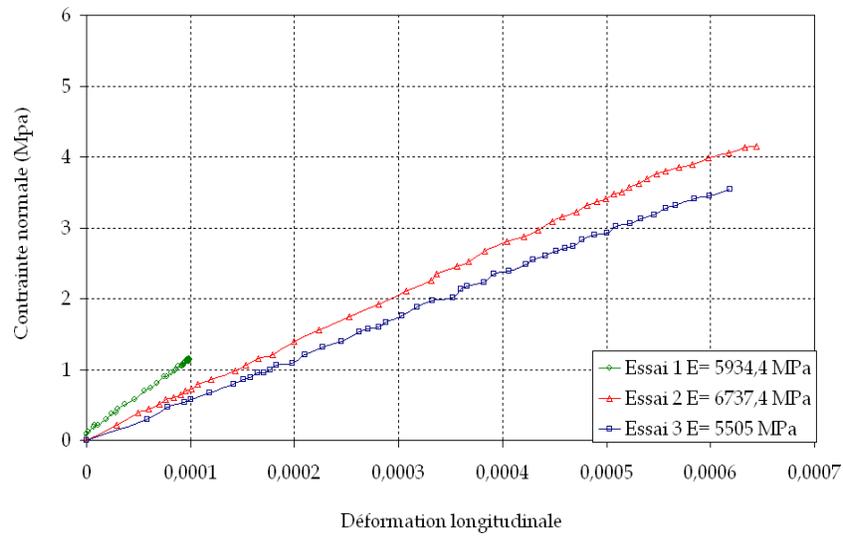
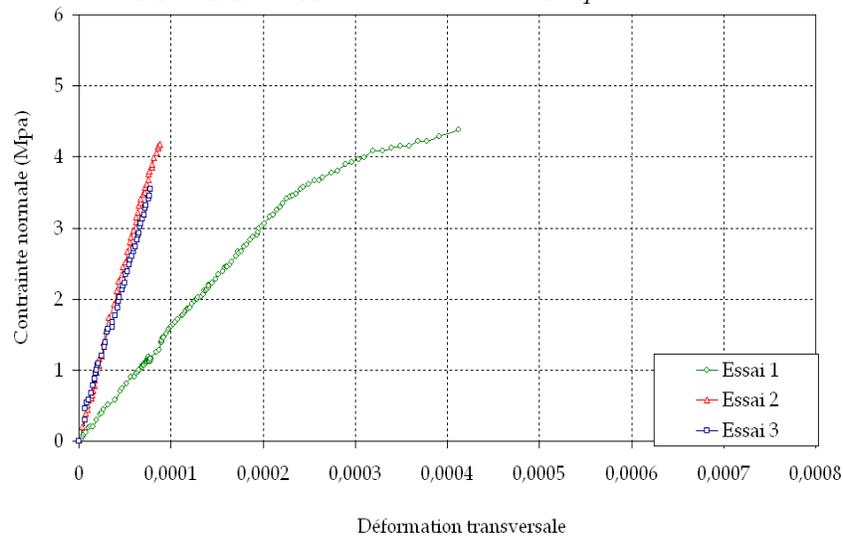
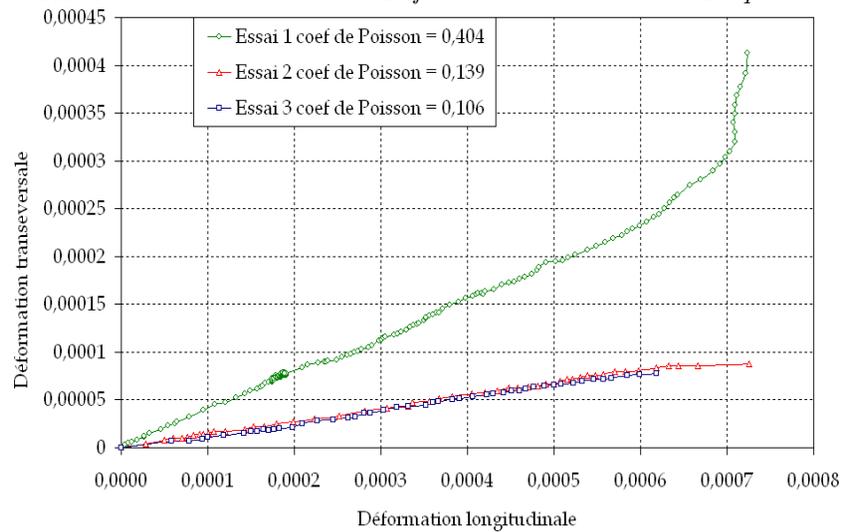


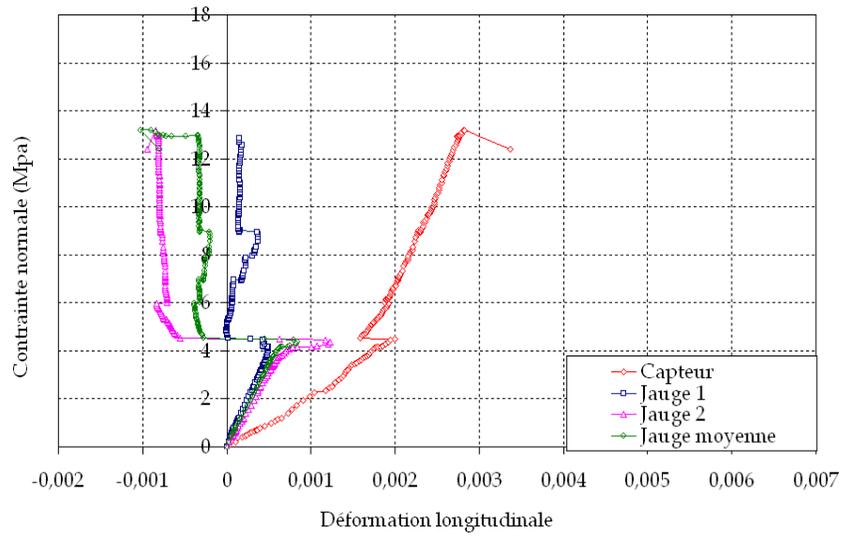
(b) Essai 2



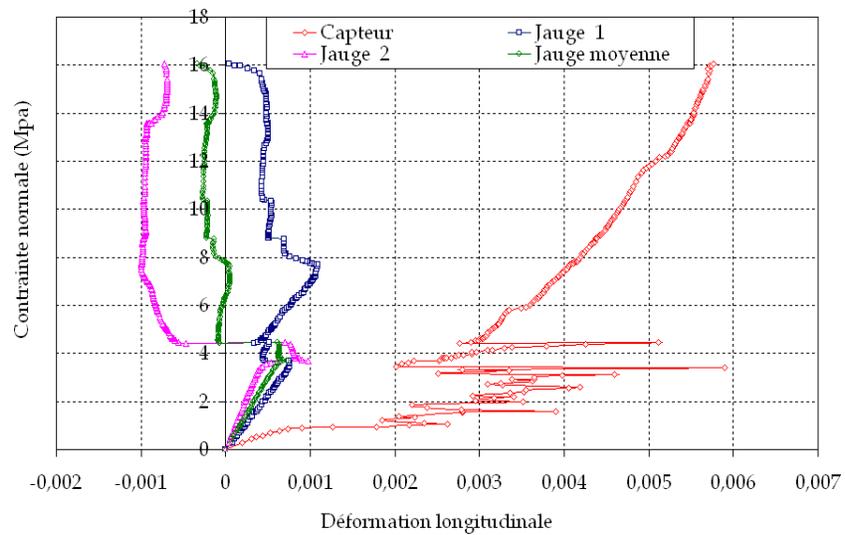
(c) Essai 3

FIG. 2.15 – Essai de compression sur les briques creuses : Coefficient de Poisson

FIG. 2.16 – *Module d'élasticité - Briques creuses*FIG. 2.17 – *Contrainte normale - Déformation transversale - Briques creuses*FIG. 2.18 – *Coefficient de Poisson - Briques creuses*



(a) Essai 2



(b) Essai 3

FIG. 2.19 – Essai de compression sur les briques creuses : Module d'élasticité

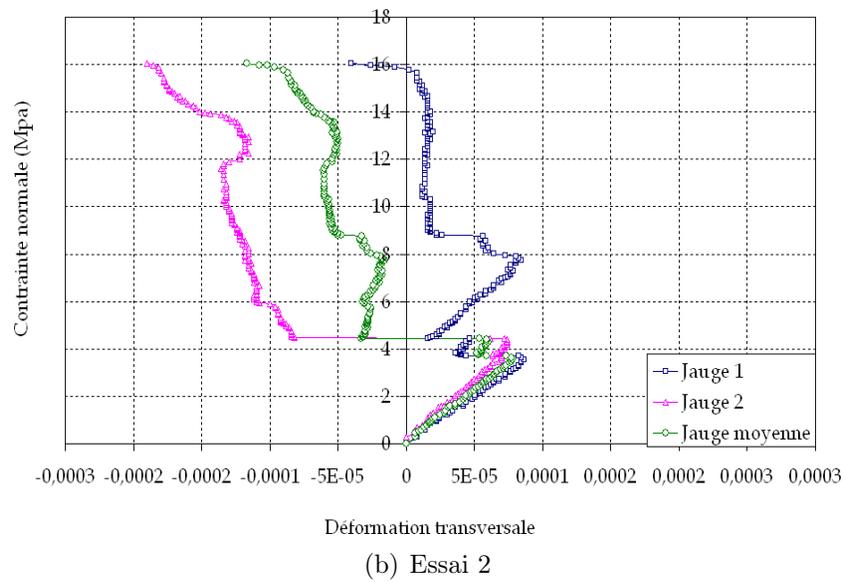
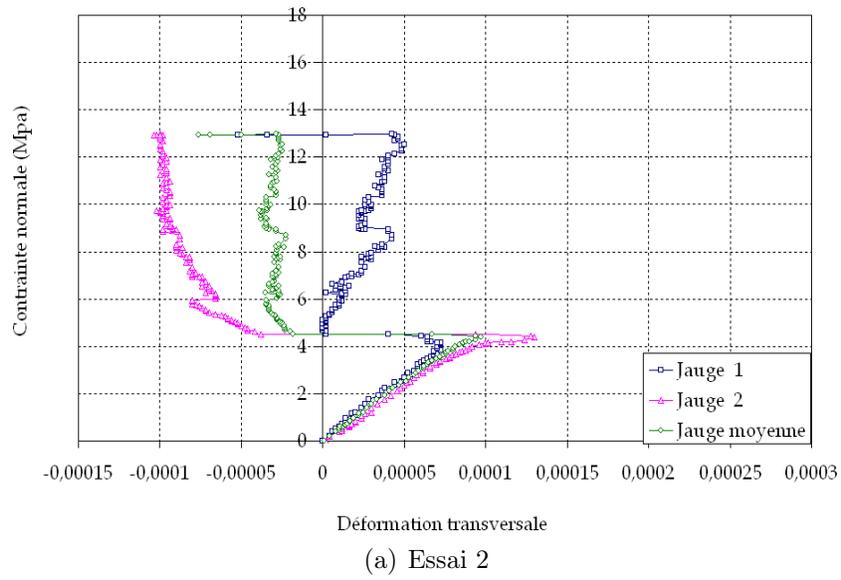


FIG. 2.20 – Essai de compression sur les briques creuses : Coefficient de Poisson

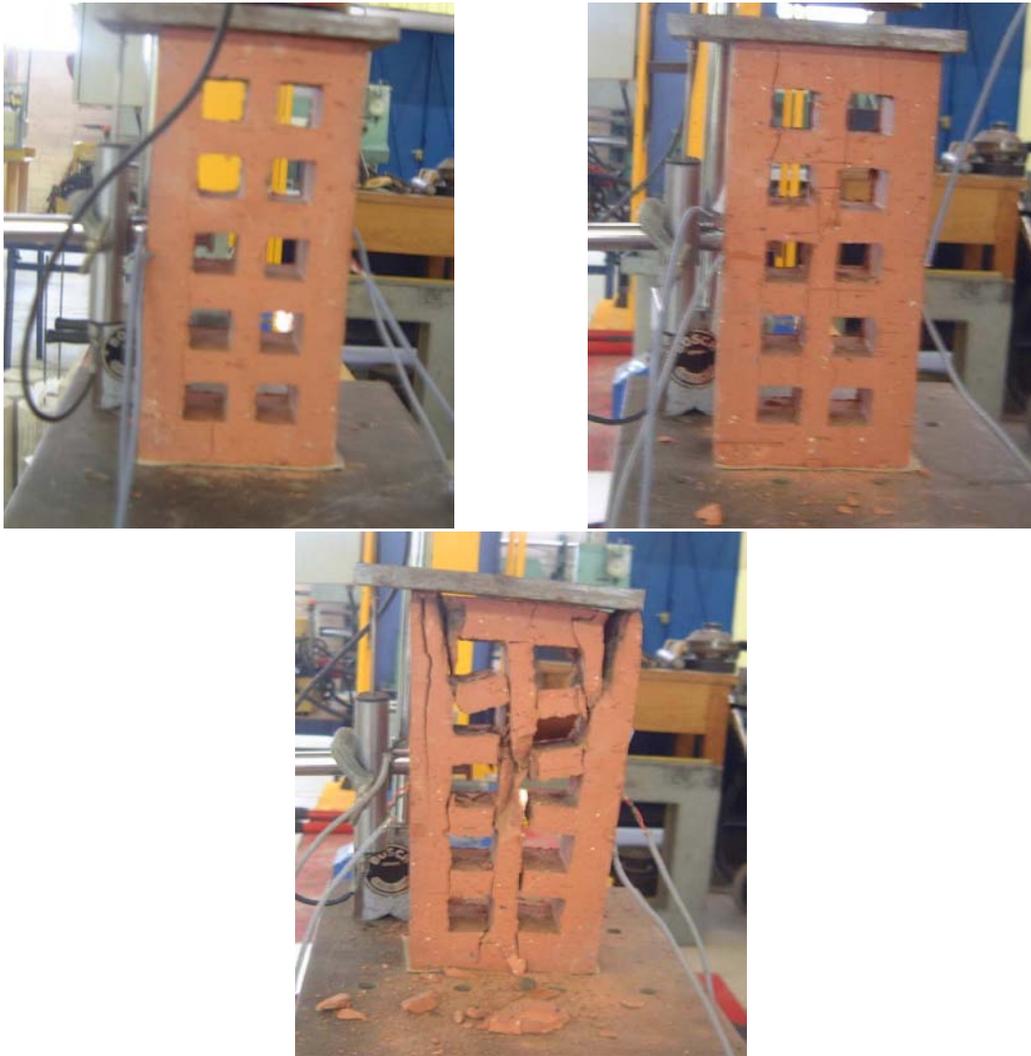


FIG. 2.21 – *Essai de compression sur les briques creuses*

## 2.3 Comportement mécanique des maçonneries

### 2.3.1 Introduction

Il est important de souligner que la résistance aux séismes des constructions en maçonnerie dépend entièrement de la tenue mécanique des murs sous l'effet des forces latérales. Cependant, il est indispensable de connaître les différents paramètres qui gouvernent le comportement en cisaillement dans le but de prédire et évaluer la tenue sismique de ces structures. Il est donc nécessaire de modéliser et d'étudier expérimentalement la réponse des murs maçonnés soumis à un effort cyclique horizontal.

De nombreux auteurs se sont penchés sur cette question concernant l'étude expérimentale des structures maçonnées. Dans la littérature plusieurs essais sont proposés pour la caractérisation du comportement au cisaillement à l'échelle locale de ces structures. Le but des ces différents essais est d'assurer une distribution uniforme des contraintes normale et tangentielle.

La différence que nous avons constatée entre ces différents tests s'articule essentiellement autour du choix d'un volume élémentaire représentatif de la maçonnerie (VER). Ce VER doit faire intervenir en même temps les différents constituants de la maçonnerie. Ci dessous nous donnons quelques exemples de cette panoplie de forme et de taille des VER rencontré dans la littérature.

La figure 2.22a représente un essai de cisaillement sur des couplets, ce cas a été adopté par Pluijm Rvd [73] et Abdou et al [1]. La figure 2.22b est l'essai de cisaillement standard sur des triplets conçu d'après la norme NF EN 1052-3 [70]; il faut savoir que cet essai est le plus souvent utilisé. L'essai de cisaillement montré par les figures 2.22c et 2.22d utilisé par Lourenço et al [54] ainsi que Gabor [36] et qui sont conçus d'après la norme RILEM [58].

Dans le même esprit, et dans le but de caractériser le comportement au cisaillement de la maçonnerie au niveau de l'interface brique/mortier nous avons effectué l'essai montré par la figure 2.23.

Nous avons constaté que ce montage ne permet pas de réaliser l'essai souhaité. Le mode de rupture (figure 2.24) obtenu montre une fissuration au milieu de la brique chargée. Ce comportement est produit par la flexion de la brique sans que l'interface brique/mortier ne soit endommagée.

Notre contribution dans ce domaine est de présenter une étude expérimentale comparative entre deux types d'essai de cisaillement (couplets et triplets) composés de briques pleines et creuses, ceci afin d'élargir les connaissances sur le comportement au cisaillement des maçonnerie à l'échelle locale.

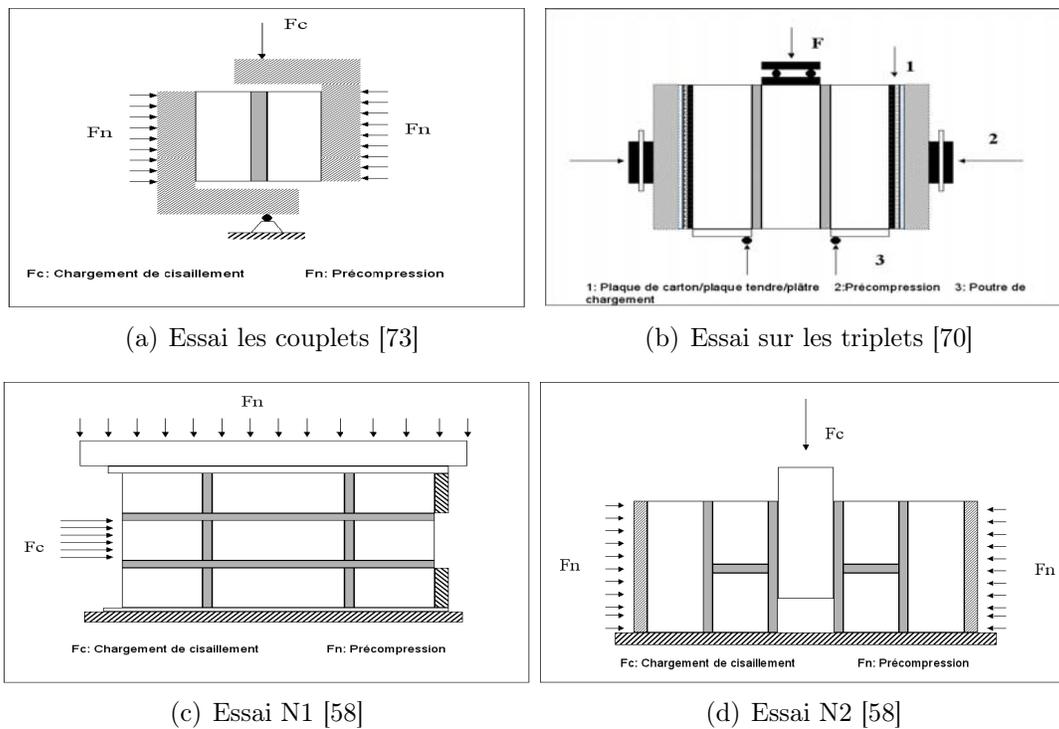


FIG. 2.22 – Essai de cisaillement

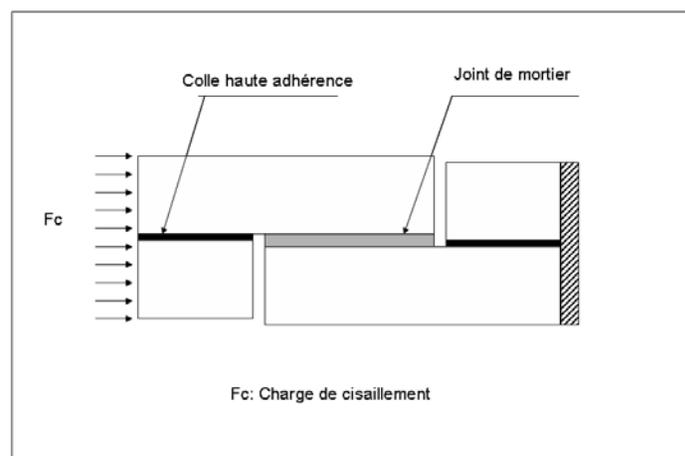


FIG. 2.23 – Essai de cisaillement N3

### 2.3.2 Détermination de la résistance initiale au cisaillement

La norme NF EN 1052-3 [70] consiste à déterminer la résistance initiale au cisaillement dans le plan des joints d'assise horizontaux de la maçonnerie, à l'aide d'un corps d'épreuve soumis à un essai de cisaillement jusqu'à la rupture. Cette norme nous donne également toutes les indications nécessaires concernant la préparation des corps d'épreuve.



FIG. 2.24 – Essai de cisaillement N3 : Modes de rupture

La résistance initiale au cisaillement de la maçonnerie est déduite de la résistance de murets de maçonnerie testés jusqu'à rupture. Les corps d'épreuve sont soumis à un essai de cisaillement sous une charge appliquée en quatre points avec une précompression appliquée perpendiculairement aux joints d'assise (figure 2.22b).

### 2.3.3 Procédé expérimental

Pour les essais de cisaillement, que nous allons traiter dans la suite de cette étude, nous avons utilisé les mêmes types de briques (pleines et creuses) et de mortier que testés précédemment. Les murets sont réalisés dans des conditions conformes à la norme NF EN 1052-3 [70], les échantillons sont érigés dans les 30 minutes qui suivent la fin du conditionnement des éléments de maçonnerie (ces derniers doivent être trempés 24 heures avant la réalisation des échantillons).

Le mode de gâchage de la pâte de mortier se fait conformément aux prescriptions du mode d'emploi indiqué sur l'emballage des sacs de mortier prêts à l'emploi. On doit également s'assurer que les faces de pose des briques sont nettoyées, et exemptes de poussières et que les bords inférieurs reposent sur une surface plane et propre.

L'alignement et le niveau linéaire de l'élément de maçonnerie sont vérifiés à l'aide d'une équerre et d'un niveau à bille. Les corps d'épreuve sont ensuite conservés sans les bouger jusqu'à l'essai qui correspond à l'âge de 28 jours  $\pm$  1 jour.

Les machines d'essai utilisées pour appliquer les charges de cisaillement et de précompres-

sion doivent être conforme a cette même norme NF EN 1052-3 [70]. La machine de l'essai de cisaillement doit avoir la capacité adéquate. Pour notre cas nous avons utilisé une machine qui nous permet d'assurer uniquement les charges de cisaillement.

### 2.3.4 Essai sur les couplets

Les dispositifs expérimentaux ci-dessous (Figure 2.25 et Figure 2.3.4.3) ont été conçus pour étudier à l'échelle locale le comportement en cisaillement d'un assemblage simple de couplets composés de briques (pleines et creuses) collées par un joint de mortier d'une épaisseur de 10 mm.

Les échantillons sont disposés dans la machine d'essai et soumis à un chargement monotone croissant uniformément réparti jusqu'à la rupture, tous les essais sont pilotés en effort. Les capteurs extensométriques LVDT placés sur la brique nous permettent de prélever le déplacement relatif entre les deux briques. La machine d'essai et le capteur sont connectés à une chaîne d'acquisition (PC) qui enregistre les informations qui sont produites au cours de l'essai. Ces informations sont les déformations longitudinales et le chargement appliqué

Nous appelons la force de rupture la force maximale atteinte au cours de l'essai. Afin de déterminer une loi de comportement en cisaillement, nous avons tracé la courbe contrainte de cisaillement en fonction des déplacements relatifs. Les résultats obtenus sont présentés et commentés dans les paragraphes suivants.

#### 2.3.4.1 Cas de briques pleines

Dans cette section nous allons présenter les résultats et les modes de rupture obtenus sur les trois couplets composés de briques pleines (Figure 2.25) que nous avons testés. La figure 2.26 montre les différentes courbes d'évolution des déplacements enregistrés en fonction de la contrainte de cisaillement, notée  $\tau$ . Cette contrainte de cisaillement est calculée au niveau de la surface  $A$  cisailée de la manière suivante :

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (2.6)$$

avec  $F$  est la charge appliquée sur le bord supérieur de la brique et  $A$  représente la hauteur( $h$ )  $\times$  la largeur( $l$ ) de la brique. Pour tout les cas que nous avons traité la surface  $A$  vaut  $210 \times 100\text{mm}^2$ .

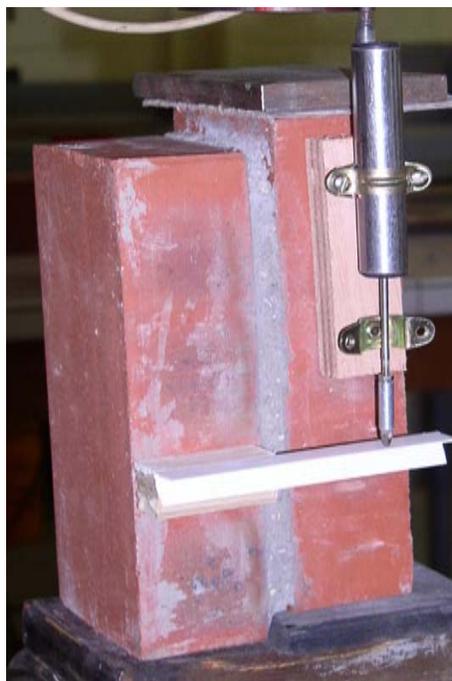


FIG. 2.25 – Essai de cisaillement sur un assemblage de couplet en briques pleines

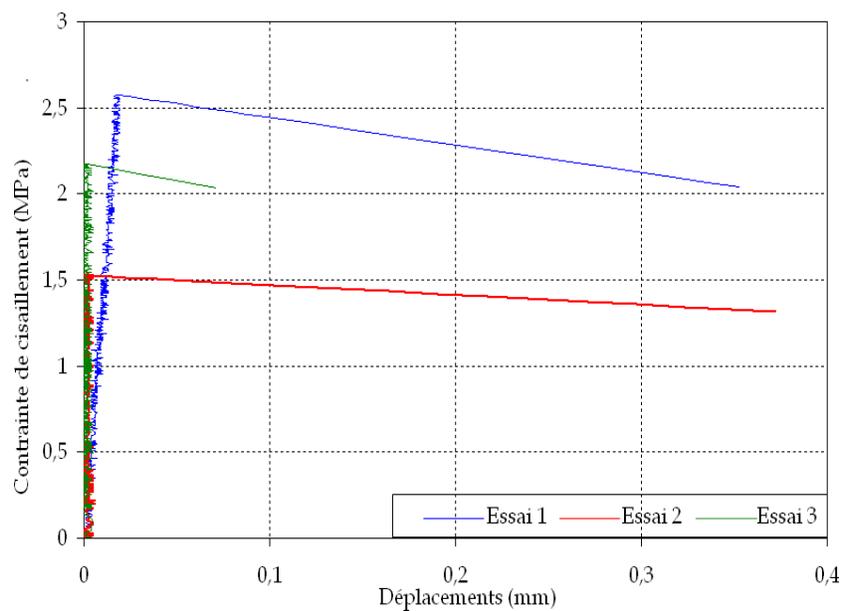


FIG. 2.26 – Essai de cisaillement sur un assemblage de couplet en briques pleines

### 2.3.4.2 Modes de rupture

Les différents modes de ruptures obtenus pour chaque couplet testé, composé de briques pleines, sont montrés par les figures suivantes (2.27), (2.28) et (2.29) qui correspondent

respectivement à l'essai N1, l'essai N2 et l'essai N3.

Des commentaires plus détaillés sur les résultats obtenus sont donnés dans le paragraphe suivant 2.3.4.5.



FIG. 2.27 – Essai de cisaillement sur le couplet en briques pleines N1



FIG. 2.28 – Essai de cisaillement sur le couplet en briques pleines N2



FIG. 2.29 – Essai de cisaillement sur le couplet en briques pleines N3

### 2.3.4.3 Cas de briques creuses

Cette fois-ci nous avons testé trois couplets composés de briques creuses collées entre elles par un joint de mortier d'une épaisseur de  $10\text{mm}$  (figure 2.30). A partir des résultats obtenus sur les différents essais nous avons tracé les courbes d'évolution des déplacements relatifs en fonction de la contrainte de cisaillement pour chaque prisme (figure 2.31).

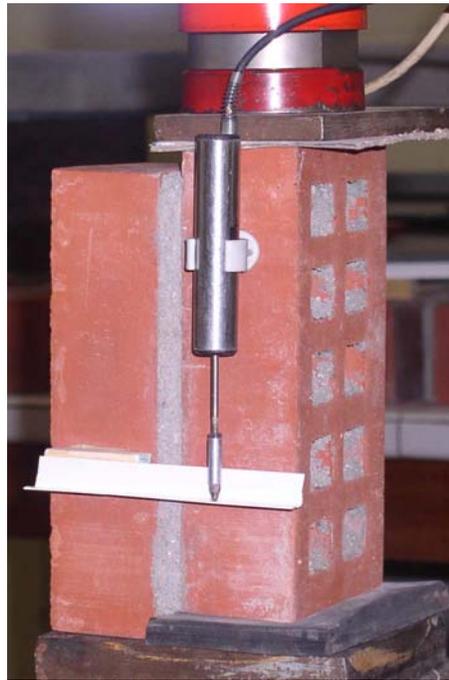


FIG. 2.30 – Essai de cisaillement sur un assemblage de couplets en briques creuses

### 2.3.4.4 Modes de rupture

Les différents modes de ruptures obtenus pour chaque couplet testé, composé de briques creuses, sont montrés par les figures suivantes (2.32), (2.33) et (2.34) qui correspondent respectivement à l'essai N1, l'essai N2 et l'essai N3 .

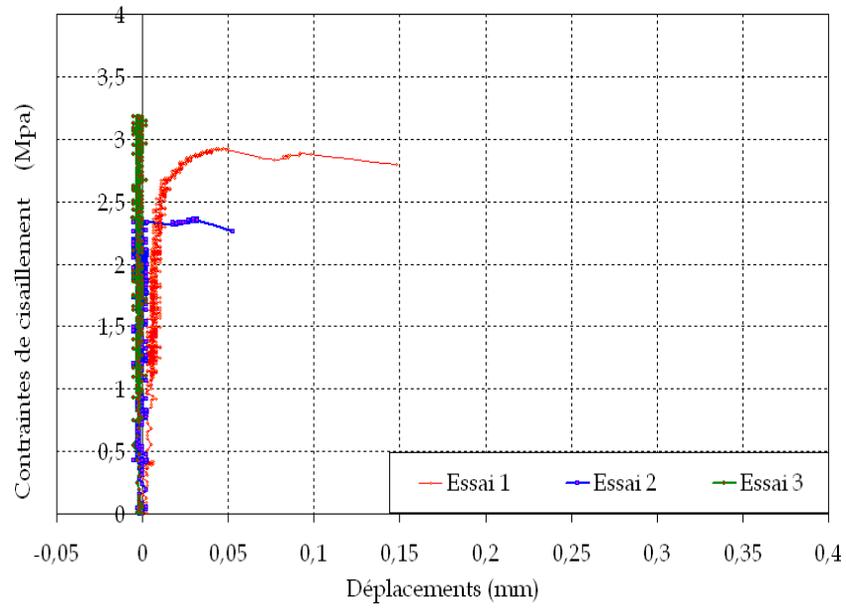


FIG. 2.31 – Essai de cisaillement sur un assemblage de couplets en briques creuses



FIG. 2.32 – Essai de cisaillement sur le couplet en briques creuses N1



FIG. 2.33 – Essai de cisaillement sur le couplet en briques creuses N2



FIG. 2.34 – Essai de cisaillement sur le couplet en briques creuses N3

### 2.3.4.5 Commentaires

Le comportement mécanique observé sur les différents couplets, composés de briques pleines et de briques creuses testés ci-dessus, est caractérisé par un comportement très rigide dans le domaine élastique.

Le déplacement mesuré est de l'ordre de quelques microns. Les courbes de la figure 2.26 montrent une différence remarquable sur la valeur de la contrainte limite de rupture qui est de  $2.6MPa$ ,  $1.6MPa$  et  $2.3MPa$  pour l'essai N1, N2 et N3.

Nous avons constaté le même phénomène sur les couplets composés de briques creuses (figure 2.31) mais avec une dégradation de la limite de rupture qui vaut respectivement  $1.6MPa$ ,  $1.45MPa$  et  $1.2MPa$  pour les essais N1, N2 et N3 .

Lorsque la contrainte maximale est atteinte on obtient un comportement fragile sur les prismes en briques pleines, contrairement à la réponse des prismes en briques creuses qui est caractérisé par un comportement d'adoucissement suivi par un mouvement de glissement entre les briques adjacentes (figure 2.31).

Pour des montages identiques, conçus avec les mêmes matériaux et dans des conditions plus au moins semblables, nous avons observé une différence remarquable sur la valeur de la contrainte limite de rupture. Celle-ci va induire des modes de rupture totalement différents d'un échantillon à l'autre.

Nous pouvons expliquer ces différences le fait que nous analysons la maçonnerie à une échelle locale où plusieurs facteurs externes et même internes pourront intervenir sur la réponse locale de ces prismes sans pouvoir les contrôler expérimentalement. Nous pensons que ces effets locaux pourront disparaître ou du moins se compenser dans le cas où on doit analyser les maçonneries à une autre échelle notamment à une échelle globale de la structure.

### 2.3.5 Essai sur les triplets

Toujours dans le but de décrire le comportement des maçonneries à l'échelle locale, on s'est intéressé cette fois-ci à déterminer la réponse des prismes de maçonnerie composés de triplets en briques pleines et des triplets en briques creuses (figure 2.35 et figure 2.41).

Les assemblages sont connectées par des joints de mortier d'une épaisseur de  $10mm$ . Pour ces essais de cisaillements nous avons procédé de la même manière que précédemment. Nous avons traité au total huit prismes, quatre triplets de briques pleines et quatre triplets de briques creuses.

Les différents échantillons sont préparés dans les mêmes conditions évoqués plus haut. Les mêmes équipements sont également utilisés, nous avons fixé un capteur extensométrique LVDT sur la brique centrale (figures 2.35, 2.41). Le capteur nous permet de relever les déplacements relatifs de la brique centrale par rapport aux autres briques. Les différents prismes sont testés avec la même machine que celle montrée dans la section précédente.

Les résultats obtenus nous ont conduit à tracer les différentes courbes concernant l'évolution des déplacements longitudinaux en fonction des contraintes de cisaillement calculées d'après l'équation 2.7. Tous les résultats sur les triplets en briques pleines et creuses sont présentés plus en détail dans les paragraphes suivants.

### 2.3.5.1 Cas de briques pleines

La figure 2.35 montre l'essai de cisaillement que nous avons effectué sur une série de quatre triplets en briques pleines. Les résultats trouvés sur ces quatre cas testés sont regroupés sur le même graphe qui est montré par la figure 2.36. Ces courbes représentent les déplacements relatifs en fonction de la contrainte de cisaillement notée par  $\tau$ . La contrainte de cisaillement est déterminée de la manière suivante :

$$\tau = \frac{F}{2A} \quad (2.7)$$

Dans ce cas de figure (les triplets) nous avons deux surfaces cisillées, c'est pour cette raison que nous avons divisé la force  $F$  appliquée par  $2A$ .



FIG. 2.35 – Essai de cisaillement sur un assemblage de triplet en briques pleines

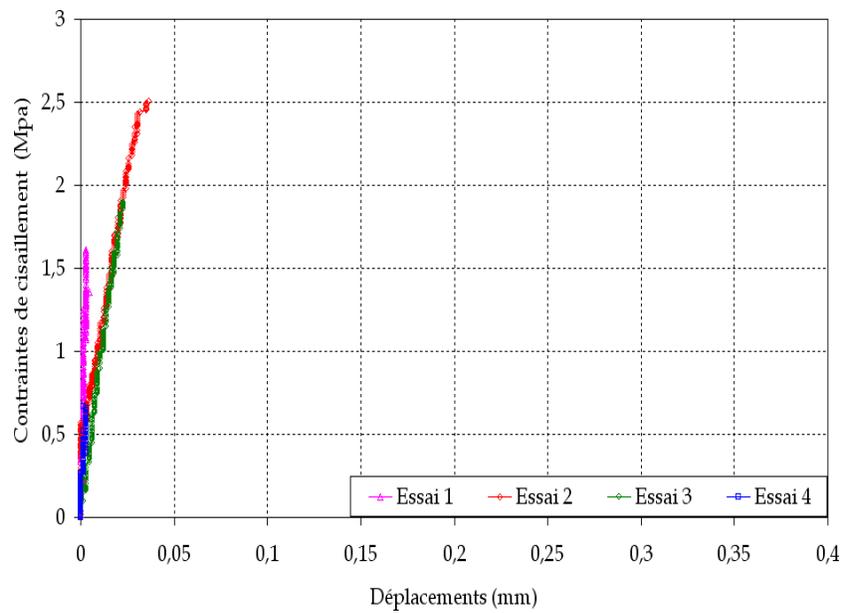


FIG. 2.36 – Essai de cisaillement sur un assemblage de triplet en briques pleines

Nous tenons à présenter les différents modes de rupture obtenus sur les quatre triplets testés qui sont composés de briques pleines. Les figures (2.37), (2.38), (2.39) et (2.40) correspondent à l'essai sur les triplets N1, N2, N3 et N4 respectivement.



FIG. 2.37 – Essai de cisaillement sur le triplet en briques pleines N1



FIG. 2.38 – *Essai de cisaillement sur le triplet en briques pleines N2*



FIG. 2.39 – *Essai de cisaillement sur le triplet en briques pleines N3*



FIG. 2.40 – Essai de cisaillement sur le triplet en briques pleines N4

## 2.4 Cas de briques creuses

Les résultats des essais de cisaillement sur la série de quatre triplets composés de briques creuses (figure 2.41) sont donnés par les courbes des déplacements relatifs en fonction de la contrainte de cisaillement montrées par la figure 2.42.



FIG. 2.41 – Essai de cisaillement sur un assemblage de couplets en briques creuses

Les figures (2.43), (2.44), (2.45) et (2.46) montrent les différents modes de rupture obtenus sur les quatre triplets creuses testés qui correspondent à l'essai sur les triplets N1, N2, N3 et N4 respectivement.

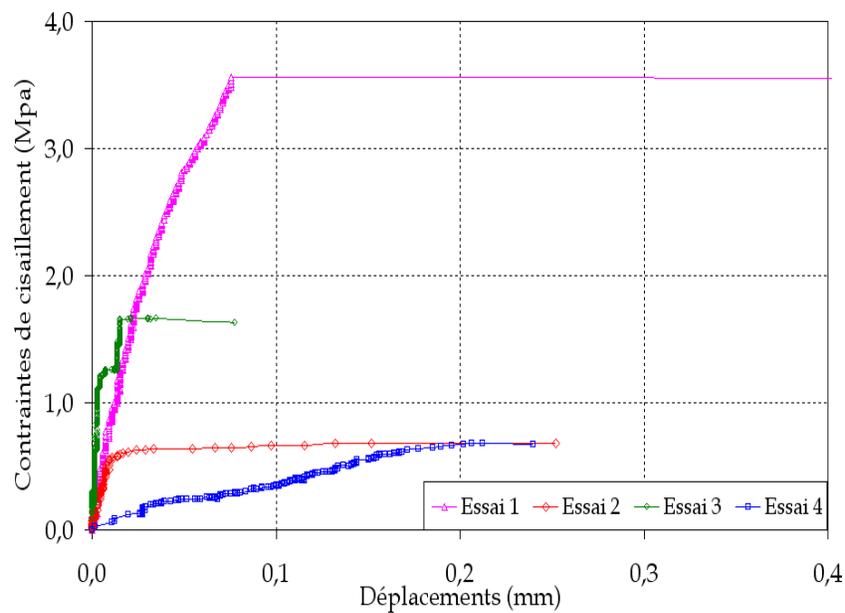


FIG. 2.42 – Essai de cisaillement sur un assemblage de triplets en briques creuses



FIG. 2.43 – Essai de cisaillement sur le triplet en briques creuses N1

### 2.4.0.2 Commentaires

Nous avons constaté un comportement des triplets semblable à celui observé sur les couplets. Les courbes de déplacements relatifs en fonction de la contrainte de cisaillement (figure 2.36 et figure 2.42) montrent également des différences importantes sur la valeur de la contrainte



FIG. 2.44 – Essai de cisaillement sur le triplet en briques creuses N2

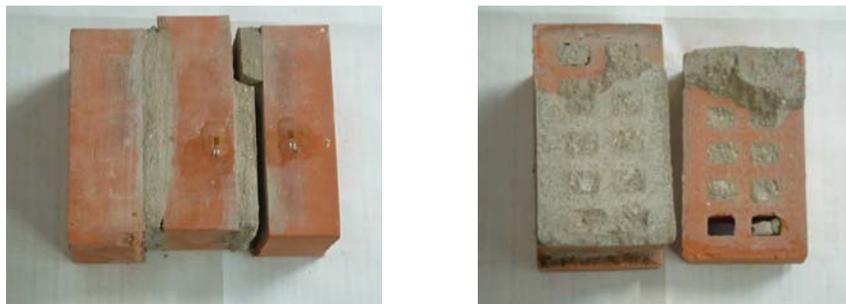


FIG. 2.45 – Essai de cisaillement sur le triplet en briques creuses N3



FIG. 2.46 – Essai de cisaillement sur le triplet en briques creuses N4

limite de rupture.

Dans le cas de triplets en briques pleines nous avons obtenus les valeurs suivantes  $1.61MPa$ ,  $2.5MPa$   $1.9MPa$  et  $0.66MPa$  pour l'essai N1, N2, N3 et N4. A propos des triplets en briques creuses les valeurs de la contrainte limite de rupture pour les différents échantillons sont de  $3.56MPa$ ,  $0.55MPa$ ,  $1.24MPa$  et  $0.55MPa$  pour l'essai N1, N2, N3 et N4 respectivement. Le déplacement mesuré est de l'ordre de quelques microns.

La partie élastique de la loi de comportement des triplets (en briques pleines et creuses) est caractérisée par un comportement très rigide.

A partir de la contrainte maximale nous observons un comportement fragile sur les triplets en briques pleines (figure 2.36), contrairement à la réponse des triplets en briques creuses qui est gouvernée par un comportement d'adoucissement suivi par un mouvement de glissement entre les briques adjacentes (figure 2.42).

La dispersion des résultats obtenus sur les mêmes types de prismes, comme il a été montré par les courbes ci-dessus, conduit à des modes de ruptures très variables.

Cependant, nous pouvons distinguer deux types de fissures sur les triplets en briques pleines. Soit les fissures sont développées au niveau des interfaces brique-mortier (figures 2.37 et 2.38) ou bien les fissures sont produites au niveau de l'interface brique-mortier et au niveau du mortier (figure 2.39 2.40) au même moment.

Ceci reste valable aussi pour les triplets en briques creuses mais dans ce cas les "picots" de mortier jouent de plus un rôle important sur le comportement final de l'assemblage. Ces derniers possèdent généralement une distribution très arbitraire. Ce paramètre est extrêmement difficile à contrôler lors de la mise en oeuvre.

## 2.5 Conclusion et synthèse

Dans cette partie, nous avons principalement mis l'accent sur nos travaux expérimentaux. Pour conclure cette étude expérimentale qui est dédiée à :

1. la caractérisation des différents paramètres mécaniques des constituants de la maçonnerie (brique pleine, brique creuse et mortier)
2. la détermination du comportement mécanique en cisaillement des différents prismes de maçonnerie composés de couplets et des triplets en briques pleines et creuses.

Nous pouvons en tirer à partir des enseignements essentiels sur l'ensemble des tests effectués ; les points qui nous semblent importants sont :

- le comportement de la maçonnerie observé jusqu'à présent sur la totalité des échantillons est caractérisé par un comportement non linéaire ;
- l'ensemble des prismes testés possède un comportement très rigide sur la partie élastique ;
- le comportement des couplets et des triplets composés de briques pleines est caractérisé par un comportement fragile après la valeur limite de rupture.
- le comportement des couplets et de triplets composés de briques creuses est caractérisé par un comportement d'adoucissement suivi par un mouvement de glissement entre les briques adjacentes après la valeur limite de rupture.

Nous pensons qu'il est important de souligner l'existence d'une large dispersion autour des résultats obtenus. Ceci est dû essentiellement aux défauts locaux des composants de la maçonnerie d'une part et de la répartition de mortier après son durcissement, d'autre part. Souvent cette répartition est non uniforme notamment au niveau des "picots".

Les différents modes de rupture trouvés confirment l'hétérogénéité de la maçonnerie. Nous pouvons distinguer deux types de fissures qui se développent :

- soit au niveau de l'interface brique-mortier
- soit au niveau de l'interface brique-mortier et au niveau du joint de mortier

La confrontation des résultats obtenus entre les couplets et les triplets en briques pleines nous permet de constater que les ordres de grandeur de la contrainte limite de rupture et les déplacements sont très comparables. Ceci reste valable également sur les couplets et les triplets en briques creuses.

Nous pouvons conclure que les couplets et les triplets, toutes catégories confondues, possèdent un comportement similaire sous les sollicitations de cisaillement. Par conséquent, le choix d'une cellule de base VER (volume élémentaire représentatif) n'a pas une grande importance à l'échelle locale.

Au final cette étude nous a permis d'identifier les phénomènes qui gouvernent la rupture de la maçonnerie à une échelle locale, de caractériser les propriétés mécaniques et bien évidemment dans une certaine mesure la loi de comportement à prendre en compte dans la modélisation des interfaces dans ces structures maçonnées. C'est ce que nous allons aborder

dans la prochaine partie.



# Chapitre 3

## Étude numérique



## 3.1 Introduction

Dans le chapitre précédent nous avons conduit une étude expérimentale sur le comportement mécanique des maçonneries à l'échelle locale composées de briques pleines et creuses. Ce comportement est fortement sensible aux comportements des interfaces entre la brique et le mortier. Au niveau de ces interfaces se développent des non linéarités qui fragilisent le comportement de l'ensemble. L'objectif de ce chapitre est la modélisation numérique du comportement de ces structures maçonnées, plus précisément, la validation d'un modèle d'interface qui prenne en compte ces non linéarités notamment l'endommagement. Ce modèle doit être capable de reproduire le comportement de ces structures à la fois à l'échelle locale et globale.

Ce chapitre est composé de deux parties :

1. Dans la première nous allons présenter le logiciel LMGC90 que nous avons choisi pour effectuer l'ensemble de nos simulations numériques. Nous allons également exposer le modèle d'interface (RCCM) que nous avons adopté pour cette étude.
2. La seconde présente les tests numériques. Nous commençons par valider le modèle à l'échelle locale sur les assemblages testés expérimentalement. Ensuite, nous allons l'appliquer à d'autres structures (murs de diverses tailles).

## 3.2 Modèle et code de calcul

### 3.2.1 Historique et présentation du code LMGC90

Le Logiciel de Mécanique Gérant le Contact en Fortran90 (LMGC90), est une plateforme de développement dédiée à la modélisation et à la simulation numérique des problèmes en dynamique de systèmes multi-corps connectés par des lois de contact frottant. Ce logiciel est conçu comme une bibliothèque de composants, il est fait de telle manière qu'on puisse encapsuler des bibliothèques existantes comme des bibliothèques d'éléments finis [83]. On peut y ajouter des spécificités afin de traiter d'autres phénomènes comme cela a été le cas pour le traitement de l'adhésion, de l'élastoplasticité en grandes déformations. Pour lancer son application, lors de sa création un macro langage nommé CHIC y a été incorporé. Un autre macro-langage nommé Python a été incorporé récemment. Ces langages facilitent la définition du programme principal souhaité par l'utilisateur qui peut manoeuvrer les composantes avec souplesse.

Au départ la motivation principale était la modélisation des milieux multi-corps au comportement collectif gouverné par :

- l'évolution de la géométrie du milieu (désordre)
- le modèle physique de chaque corps (rigide ou déformable)
- le réseau multi-contact
- les lois d'interaction

Parmi les études déjà effectuées on peut citer les travaux de Jean et Moreau [44], Saussine [80] sur l'étude et simulation numérique du comportement des matériaux granulaires, encore Jean et Moreau [44], Acary et al [3], Chetouane et al [20] sur les édifices monumentaux composés d'un empilement de blocs de pierres. L'application de LMGC s'est orientée vers d'autres domaines notamment la modélisation de l'usure dans le domaine des biomatériaux [10], ...

Les évolutions et les développements sur LMGC90 se font progressivement, actuellement son domaine d'application va :

- des milieux composés de corps rigides vers des milieux composés de corps déformables puis mixtes
- de lois d'interaction "classiques" vers des lois d'interaction complexes (cohésion, capillarité, couplage multi-physique)
- vers le parallélisme, le multi échelle ...

De 1984 jusqu'en 1990 LMGC a été développé en Fortran77, ensuite de nombreuses améliorations ont été effectuées avec l'arrivée de la nouvelle version en Fortran90. Ceci a donné naissance à la nouvelle version de LMGC90, qui a permis d'avoir accès à un large choix des lois d'interaction et des contacteurs ; d'autres solveurs ont été également intégrés dans le code.

### 3.2.2 Organisation du code LMGC90

Les équations gouvernant les problèmes dynamiques d'un corps en présence de contacts frottants peuvent être résumés par le système suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M\ddot{q} = F(q, \dot{q}) + P(t) + r, \\ U^\alpha = H^{*\alpha}(q)\dot{q}, \quad r = \sum_\alpha r^\alpha = \sum_\alpha H^\alpha(q)R^\alpha, \\ \dot{g}^{+\alpha} = U_N^{+\alpha} \quad \text{ou} \quad g^\alpha = \text{Gap}^\alpha(q), \\ C_{tact}(g^\alpha, U^\alpha, R^\alpha), \quad \alpha = 1, \dots, \chi, \\ + \text{conditions initiales et conditions aux limites.} \end{array} \right.$$

avec

$q$  : une paramétrisation quelconque (par exemple la position du centre de gravité d'un corps rigide, les paramètres de rotation de ce corps ou les déplacements des noeuds d'un maillage d'un corps déformable).

$U^\alpha$  : la vitesse relative entre les contacteurs.

$r$  : la contribution des forces de contact que l'on ne connaît pas a priori.

$F(q, \dot{q}) + P(t)$  : les  $n$ -vecteurs représentent les efforts intérieurs et extérieurs.

$H^{*\alpha}(q)$ ,  $H^\alpha(q)$  : des opérateurs linéaires et transposés l'un par rapport à l'autre. L'opérateur  $H^\alpha$  est construit grâce à des considérations énergétiques.

$g$  : l'interstice ou "gap" entre deux corps.

$R^\alpha$  : la composante normale de la réaction locale entre les contacteurs.

La première équation représente l'équation de la dynamique, la deuxième est l'équation de la cinématique. La troisième et la quatrième équation concernent respectivement, la loi de contact unilatéral de Signorini et la loi de Coulomb pour le frottement. Nous allons aborder dans le paragraphe suivant ces deux dernières lois de contact et de frottement utilisées dans LMGC90.

### 3.2.3 Lois d'interaction

Le problème mécanique que nous allons traiter est un problème qui fait intervenir à la fois le contact et le frottement entre des solides déformables.

Le choix de modéliser le contact dans LMGC90 se fait de manières différentes en fonction de sa localisation. Cependant, le contact va dépendre de l'échelle choisie, ça peut être un point, une ligne ou une surface. Pour notre étude nous avons opté pour les contacts en un point.

#### 3.2.3.1 Lois de contact unilatéral- Condition de SIGNORINI

La loi de contact utilisée dans LMGC90 est la loi de contact unilatéral de Signorini. Nous allons exposer brièvement le fonctionnement de cette loi. On associe à la particule  $P$  dite candidate occupant la position  $x$ , une particule  $P'$  occupant la position  $x'$ , dite antagoniste comme le montre la figure 3.1. On définit la normale comme la normale sortante au corps antagoniste. En présence de deux corps on peut indifféremment choisir le candidat et l'antagoniste. On définit la position de l'antagoniste par la projection orthogonale de la particule candidate sur le corps antagoniste. Cette projection doit être unique.

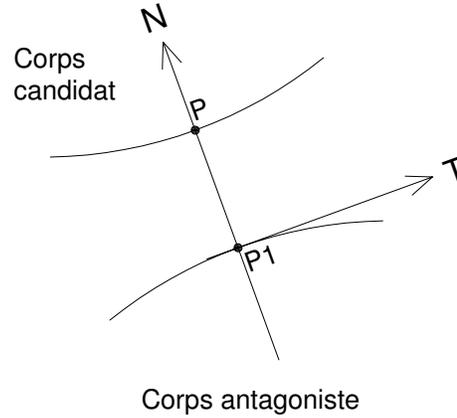
On définit la distance normale de contact ou "gap" par :

$$g = (x - x') \cdot N \quad (3.1)$$

$$R_N = R \cdot N \quad (3.2)$$

Les conditions unilatérales de contact de Signorini s'écrivent de la manière suivante :

$$\begin{cases} g_N \geq 0 & \text{impénétrabilité} \\ R_N \geq 0 & \text{contact} \\ g_N R_N = 0 \end{cases}$$

FIG. 3.1 – *Repère local et particule antagoniste*

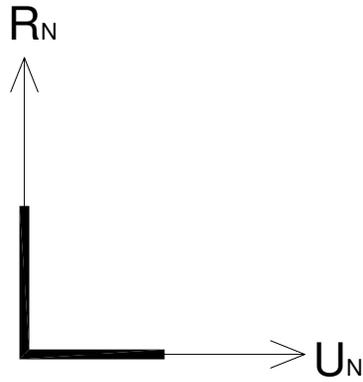
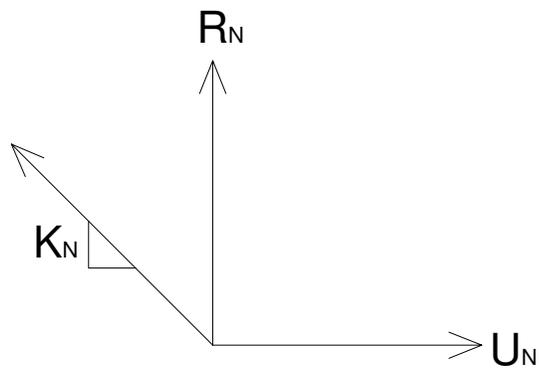
où  $g$  est le gap entre deux corps et  $R_N$  est la composante normale de la réaction locale, l'indice  $N$  indique la partie normale d'un vecteur.

La prise en compte de cette loi multivoque nécessite soit une technique de régularisation soit d'employer une méthode de résolution capable de traiter des conditions de complémentarité. Le LMGC90 traite les problèmes en dynamique il est donc légitime de récrire les conditions de Signorini précédente en fonction de la vitesse relative normale  $U_N$ , comme le propose Moreau [66], sous la forme d'une *condition de complémentarité en vitesse* suivante.

$$\begin{cases} \text{soit un l'instant initial } t_0, g(t_0) = 0 \\ \forall t \in ]0, T], \text{ si } g(t) \leq 0 \text{ alors} \\ U_N \geq 0, \quad R_N \geq 0, \quad U_N R_N = 0 \end{cases}$$

Les conditions de complémentarité, en interstice ou en vitesse, modélisent le contact de façon idéale ou simplifiée. En effet, à l'échelle du contact, la surface des objets en interaction n'est pas lisse comme un plan ou la surface d'une sphère. La présence d'aspérités susceptibles de se déformer sous l'action du contact permet de justifier un modèle de comportement différent. Par exemple on peut proposer que la réaction soit proportionnelle à l'interstice  $g$ , qui peut prendre des valeurs négatives traduisant une *interpénétration*. La condition d'unilatéralité est ainsi régularisée par un modèle à flexibilité linéaire qui peut s'écrire sous forme :

$$\begin{cases} R_N = -k_N g & \text{si } g \leq 0 \\ R_N = 0 & \text{si } g > 0 \end{cases}$$

FIG. 3.2 – *Contact unilatéral*FIG. 3.3 – *Loi de contact régularisée*

### 3.2.3.2 Lois de frottement

Comme précédemment nous allons introduire une particule  $P$  dont la vitesse est  $v$  et son antagoniste  $P'$  dont la vitesse est  $v'$ . La vitesse relative entre ces deux particules s'écrit :

$$U = v - v' \quad (3.3)$$

On suppose qu'il n'y a pas de variation du repère local. Numériquement, cela signifie qu'au cours d'un pas de temps, le repère local est fixe. Soit  $R_T$  la réaction tangentielle et  $U_T$  la vitesse relative tangentielle ou vitesse de glissement par rapport au repère local défini plus haut 3.2.3.1.

La loi de frottement de Coulomb peut être écrite de la manière suivante :

$$\begin{cases} \|R_T\| \leq \mu R_N, & \mu \text{ est le coefficient de frottement} \\ \|R_T\| < \mu R_N & \longrightarrow U_T = 0 \quad \text{adhérence} \\ U_T \neq 0 & R_T = -\mu R_N \frac{U_T}{\|U_T\|} \quad \text{glissement} \end{cases}$$

La relation mise en évidence entre  $R_T$  et  $U_T$  peut être interprétée graphiquement comme l'indique la figure. 3.4

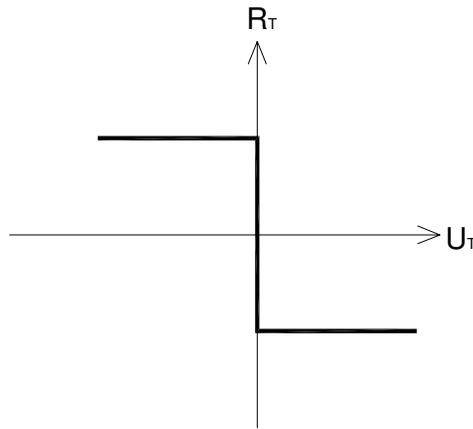


FIG. 3.4 – Loi de frottement de Coulomb

### 3.2.3.3 Stratégie de résolution

La résolution numérique des lois présentées précédemment peut être effectuée selon deux méthodes distinctes.

La première méthode de résolution est dite globale comme celle de pénalisation et consiste à déterminer les variables aux noeuds du maillage, ces variables sont dites globales. Étant

donné que l'on veut simuler des matériaux divisés (structures composées) nous allons devoir traiter un nombre de corps important en contact. Le système que l'on veut résoudre traite des problèmes de contact et de frottement ce qui implique que le système devient de plus en plus important. Cela nécessite des solveurs adaptés et exige un temps de calcul important.

La deuxième méthode de résolution dite locale permet de remédier à ce genre de problème, notamment en diminuant le temps de calcul et se focaliser sur ce qui se produit aux niveaux des interfaces. L'avantage principal de cette méthode est que lorsque l'on traite des problèmes avec des multi-corps, les informations nécessaires aux noeuds concernés par le contact ne sont déterminées que pour eux. Les variables locales à déterminer sont principalement les vitesses relatives et les réactions. Le système est réduit à la dimension des inconnues à tous les points de contact.

Le graphique suivant (figure. 3.5) représente une schématisation d'un *solveur* qui permet de résoudre un problème dynamique en présence du contact frottant.

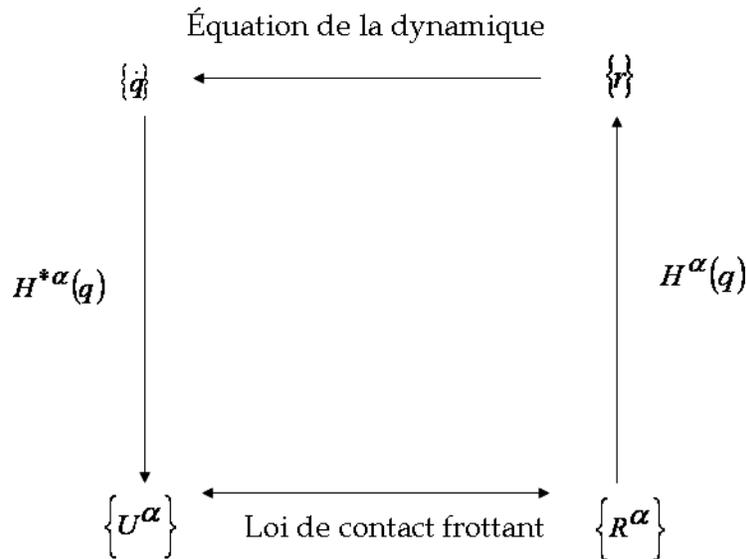


FIG. 3.5 – Relation entre les variables locales et globales

Les problèmes avec contact dans LMGC90 sont traités selon des méthodes locales. Actuellement, il existe plusieurs solveurs disponibles dans LMGC90 basés sur la méthode Non-Smooth Contact Dynamics (NSCD). Cette méthode a été initiée par Moreau [65, 66] et Jean [45]. La méthode NSCD utilise une approche par pas de temps choisis relativement petits, elle traite les équations de la dynamique avec prise en compte du contact uniquement pour les points considérés par le contact. Celle-ci est une méthode locale qui nécessite d'écrire les équations concernées dans le repère local du point de contact. La vitesse correspondant à la solution du problème sans contact est aussi considérée dans ce repère afin de déterminer les contributions dues au contact seul. Cette détermination impose de choisir une méthode numérique, c'est la méthode Gauss-Seidel non-linéaire qui est retenue dans LMGC90.

### 3.2.3.4 Macro-langage

Il y a intérêt à disposer d'un macro-langage permettant d'appeler les programmes permettant de calculer les termes significatifs des équations du problème, de constituer des boucles et de les imbriquer de différents manières. Le LMGC<sup>1</sup> a conçu pour son usage (avec un soutien de Renault) un macro langage simple CHIC, inspiré de SIC gestionnaire d'objets et logiciel de calcul de structure, conçu à l'Université de Technologie de Compiègne. Le principe en est le suivant.

Un fichier texte contient une liste de chaînes de 30 caractères appelées *commandes*. Lorsque le programme est exécuté, cette liste de commandes est lue et mémorisée et interprétée (compilée). Les commandes sont appelées à tour de rôle dans une boucle. A chaque commande sont associées des instructions ou des sous-programmes qui sont exécutés lorsque la commande est appelée. Certaines commandes ont des fonctions particulières. Par exemple inclure une sous-liste de commandes (équivalent de la notion de SUBROUTINE en Fortran) déclenche la répétition de l'exécution d'une sous-liste de commandes (équivalent de la boucle DO en Fortran), sauter l'exécution de certaines commandes (équivalent du GO TO en Fortran). De nombreuses autres commodités sont disponibles. En particulier, à chaque commande sont associées une liste de réels, DRAP, et une liste d'entiers FLAG. Le sous programme CHIC permet de lire des réels ou des entiers dans le fichier de commandes et de les charger dans ces listes affectées à une autre commande. Cette commodité permet de faire figurer des paramètres tels que, le pas de temps, le nombre d'itérations des boucles, les précisions, les critères de sortie de boucles, . . . . En résumé il est possible de rédiger le programme de commande comme on rédige un organigramme, et d'y trouver tous les paramètres de pilotage.

### 3.2.3.5 Gestion de contact frottant dans LMGC90

Le LMGC a conçu également une base de données permettant de décrire et gérer des objets candidats et antagonistes de type bien différents, aussi bien rigides que déformables. Le principe est le suivant. On considère une liste *d'objets candidats ou antagonistes*. Par exemple les objets candidats sont des noeuds d'un maillage, ou des points situés sur une ligne entre deux noeuds dans un problème à deux dimensions, ou situés sur une face à quatre noeuds dans un problème à trois dimensions. Les objets antagonistes sont des lignes à deux noeuds ou des réunions de telles lignes, des faces à quatre noeuds ou des réunions de telles faces, des corps rigides de formes simples, plan, disques, sphères, etc. Un candidat au contact est déterminé et repéré d'une manière unique par la donnée d'un couple, objet candidat, objet antagoniste, et est désigné comme le point de l'objet candidat le plus proche de l'objet antagoniste. Sa projection sur l'antagoniste est l'origine du repère local. Ces objets sont identifiés par un numéro et par une chaîne de caractères indiquant leur type. Éventuellement on indique aussi le nom d'un groupe auquel l'objet appartient, tous les objets d'un même groupe ayant les mêmes propriétés relatives au contact et frottement. La liste des objets candidats et antagonistes est accompagnée du *tableau de visibilité*. Il indique les propriétés de contact et de frottement entre les objets de différents groupes, en particulier, la distance d'alerte, distance en dessous de laquelle un candidat au contact est retenu, et le coefficient

---

<sup>1</sup>LMGC : Laboratoire de Mécanique et de Génie Civil

de frottement mutuel entre l'objet candidat et l'objet antagoniste.

### 3.2.4 Introduction des données dans LMGC90

Un organigramme des différentes démarches à suivre est donné en annexe.

### 3.2.5 Présentation du modèle d'adhésion

Le modèle que nous avons choisi dans notre étude afin de modéliser l'interface entre la brique et le mortier est le modèle d'adhésion RCCM [79] (Raous-Cangémi-Cocou-Monerie). Ce modèle d'interface permet de coupler les conditions de contact unilatéral, de frottement et d'adhérence entre deux solides déformables. Les lois de comportement locales pour ce modèle sont déduites à partir des considérations thermodynamiques basées sur une hypothèse de surface matérielle pour la zone de contact. L'idée fondamentale de ce modèle est d'introduire une variable d'état supplémentaire pour décrire l'état du contact. Cette variable d'intensité d'adhérence, notée  $\beta$ , est initialement introduite par Frémond [35]. Cette variable mesure la proportion de liaisons actives entre deux corps en contact. Elle est choisie telle que :

$$\begin{cases} \beta = 1, & \text{adhésion totale} \\ 0 < \beta < 1, & \text{adhésion partielle} \\ \beta = 0, & \text{plus d'adhésion} \end{cases}$$

#### 3.2.5.1 Hypothèses et notations

Le contexte de ce modèle se situe dans le cadre de contact entre deux solides élastiques sous l'hypothèse des petites perturbations. Le contact peut être défini par une correspondance ponctuelle entre deux surfaces en contact  $\Gamma_c^1$  et  $\Gamma_c^2$  des domaines  $\Omega^1$  et  $\Omega^2$  inclus dans  $\mathfrak{R}^d$  ( $d = 2, 3$ ). A l'instant initial  $t = t_0$  on suppose que  $\Gamma_c = \Gamma_c^1 = \Gamma_c^2$ . Le déplacement entre deux points en contact appartenant aux deux surfaces de contact est noté par  $[u]$  avec  $[u] = u^1 - u^2$ . Soit  $R$  la densité de force en contact inconnue et  $\sigma$  le tenseur des contraintes. On désigne  $n^1$  et  $n^2$  les normales extérieures aux frontières des deux domaines. La décomposition en parties normales et tangentielles s'écrit :

$$\begin{cases} [u] = [u_N]n + [u_T] & \text{avec } [u_N] = [u] \cdot n \\ R = R_N n + R_T & \text{avec } R_N = R \cdot n \end{cases}$$

#### 3.2.5.2 Énergie libre et Lois d'état

On associe une densité surfacique d'énergie interne  $E$  et une densité surfacique d'entropie  $S$  à la surface de contact  $\Gamma_c$  évoquée plus haut. En appliquant les deux principes de la thermodynamique et en introduisant les énergies libres de Helmholtz, on écrit :

$$\begin{cases} \Psi = E - ST & \text{sur } \Gamma_c \\ \psi = e - sT & \text{dans } \Omega^1 \cup \Omega^2 \end{cases}$$

où  $e$  : énergie interne spécifique et  $s$  l'entropie spécifique.

A partir des équations précédentes on peut en déduire une forme locale des inégalités de Clausius-Duhem pour toutes les évolutions mécaniques isothermes :

$$\begin{cases} -\rho\dot{\psi} + \sigma.\dot{\epsilon} \geq 0 & \text{dans } \Omega^1 \cup \Omega^2 \\ -\dot{\Psi} + R_N[u_N] + R_T.[u_T] \geq 0 & \text{sur } \Gamma_c \end{cases}$$

Les variables d'état du modèle choisies pour décrire le problème thermodynamique sont les suivantes :

- le tenseur de déformation  $\epsilon = (\epsilon_{ij})$
- le saut de déplacement  $[u]$
- l'intensité d'adhérence  $\beta$

Dans ce modèle, le choix spécifique des potentiels d'énergie libre volumique puis surfacique a été fait de la manière suivante :

$$\psi(\epsilon) = \frac{1}{2\rho} A_{ijkl}^\alpha \epsilon_{ij} \epsilon_{kl} \quad \text{sur } \Omega^\alpha \quad (\text{loi de Hooke}) \quad (3.4)$$

$$\Psi([u_N], [u_T], \beta) = \frac{C_N}{2} [u_N]^2 \beta^2 + \frac{C_T}{2} [u_T]^2 \beta^2 - wh(\beta) + I_{\mathbb{R}^+}([u_N]) + I_{[0,1]}(\beta) \quad (3.5)$$

avec  $I_Q$  est la fonction indicatrice<sup>2</sup> de l'ensemble  $Q$ . Les constantes et les fonctions introduites dans ce modèle sont :

- les raideurs initiales de la liaison interfaciale  $C_N$  et  $C_T$ , homogène à un module d'élasticité par unité de longueur,
- $w$ , une énergie par unité d'aire de référence : c'est la limite de l'énergie consommée durant le processus de décohésion lorsque la vitesse de sollicitation tend vers zéro,
- $h(\beta)$ , une fonction donnée,

On considère la décomposition suivante en parties réversible et irréversibles :

$$\begin{cases} \sigma = \sigma^r + \sigma^{ir} & \text{dans } \Omega^1 \cup \Omega^2 \\ R_N = R_N^r + R_N^{ir} \quad R_T = R_T^r + R_T^{ir} & \text{sur } \Gamma_c \end{cases}$$

<sup>2</sup>De manière générale, si  $z \in Q$  alors  $I_Q(z) = 0$ , sinon  $I_Q(z) = \infty$

Les forces thermodynamiques associées aux variables d'état sont résumées dans le tableau 3.1.

variables d'état	forces thermodynamiques
$\epsilon$	$\sigma^r$
$u_N$	$R_N^r$
$u_T$	$R_T^r$
$\beta$	$-G_\beta$

TAB. 3.1 – Les variables thermodynamiques du modèle

Les lois d'état qui sont déterminées à partir du potentiel volumique s'écrivent :

$$\sigma^r = \rho \frac{\partial \psi}{\partial \epsilon} \quad \text{dans } \Omega^1 \cup \Omega^2 \quad (3.6)$$

En posant  $\beta_2 \in [0, 1]$  et  $\beta_1 \leq \beta_2$  et à partir du potentiel surfacique on peut déterminer la partie réversible des densités des forces tangentielle et normale et l'effort qui sera associé à  $\beta$ .

$$R_T^r = C_T [u_T] \beta^2 \quad (3.7)$$

$$-R_N^r + C_N [u_N] \beta^2 \leq 0, \quad [u_N] \leq 0, \quad (-R_N^r + C_N \beta^2) [u_N] = 0 \quad (3.8)$$

$$\begin{cases} G_\beta \geq wh'(\beta) & \text{si } \beta = 0 \\ G_\beta = wh'(\beta) - (C_N [u_N]^2 + C_T |u_T|^2) \beta & \text{si } \beta \in ]0, 1[ \\ G_\beta \leq wh'(\beta) - (C_N [u_N]^2 + C_T |u_T|^2) & \text{si } \beta = 1 \end{cases}$$

En calculant les dérivées temporelles de  $\psi$  et  $\Psi$  dans les inégalité de Clausius-Duhem, on trouve les équations suivantes pour le système [35, 12] :

$$\begin{cases} d = (\sigma - \sigma^r) \cdot \dot{\epsilon} \geq 0 & \text{dans } \Omega^1 \cup \Omega^2 \\ D = (R_N - R_N^r) [u_N] + (R_T - R_T^r) \cdot [u_T] + G_\beta \dot{\beta} \geq 0 & \text{sur } \Gamma_c \end{cases}$$

Dans ce modèle les seuls phénomènes qui engendrent le comportement dissipatif sont le frottement lié à  $u_T$  et l'adhérence liée à  $\beta$ . Le choix d'un pseudo-potentiel permet de formuler les lois complémentaires suivantes pour que les efforts irréversibles vérifient les inégalités précédentes

$$\begin{cases} \sigma = \sigma^r & \text{dans } \Omega^1 \cup \Omega^2 \\ R_N = R_N^r & \text{et } (R_T^r, G_\beta) \in \partial\Phi(\dot{u}_T, \dot{\beta}, \chi_N) \text{ sur } \Gamma_c \end{cases}$$

où  $R_T^r = R_T - R_T^r$  et  $\Phi$  possède la forme suivant :

$$\Phi([\dot{u}_T], \dot{\beta}, \chi_N) = \mu |R_N^r - C_N[u_N]\beta^2| |[\dot{u}_T]| + \frac{b}{2}(\dot{\beta})^2 + I_{C^-}(\dot{\beta}) \quad (3.9)$$

où  $b$  : le coefficient de viscosité de l'adhérence

$\mu$  : le coefficient de frottement

$\chi_N$  : le triplet de variable  $(R_N, u_N, \beta)$

$I_{C^-}$  : la fonction indicatrice avec  $C^- = (\gamma; \gamma \leq 0)$ .

$\partial\Phi$  : le sous-différentiel de la fonction  $\Phi$  (voir [66])

En utilisant les lois d'état ainsi que les lois de complémentarité, on obtient le modèle de comportement d'interface donné par les équations suivantes :

1. Contact unilatéral avec adhésion

$$R_N - C_N[u_N]\beta^2 \geq 0; \quad [u_N] \geq 0, \quad ((R_N - C_N[u_N]\beta^2)[u_N] = 0 \quad (3.10)$$

2. Loi de frottement avec adhésion

$$\begin{cases} R_T^r = C_T[u_T]\beta^2, R_N^r = R_N \\ ||R_T - R_T^r|| \leq \mu |R_N - C_N[u_N]\beta^2| \\ ||R_T - R_T^r|| < \mu |R_N - C_N[u_N]\beta^2| \Rightarrow [\dot{u}_T] = 0 \\ ||R_T - R_T^r|| = \mu |R_N - C_N[u_N]\beta^2| \Rightarrow \exists \lambda \geq 0, [\dot{u}_T] = \lambda(R_T - R_T^r) \end{cases}$$

3. Évolution de l'intensité d'adhérence

$$\begin{cases} b\dot{\beta} = -(wh'(\beta) - (C_N[u_T]^2 + C_T|[u_T]|^2)\beta)^- & \text{si } \beta \in [0, 1[ \\ b\dot{\beta} \geq -(wh'(\beta) - (C_N[u_T]^2 + C_T|[u_T]|^2)\beta)^- & \text{si } \beta = 1 \end{cases}$$

Une interprétation graphique de ce modèle RCCM concernant la partie tangentielle est schématisée sur la figure. 3.6 montrant l'évolution des réactions tangentielles en fonction des sauts de déplacements tangentiels. L'évolution de  $\beta$  conduit à des effets irréversibles.

Si  $\beta$  décroît cela conduit à une diminution des réactions adhésives jusqu'à leur disparition totale.

Sous l'effet d'une traction pure ( $[u_N] > 0$ ) une résistance d'adhésion ( $R_N = C_N[u_N]\beta^2$ ) est activée (cas d'une élasticité avec endommagement).  $\beta$  diminue quand le déplacement devient suffisamment important pour le cas où l'énergie élastique devient plus grande que la limite d'adhésion  $w$ .

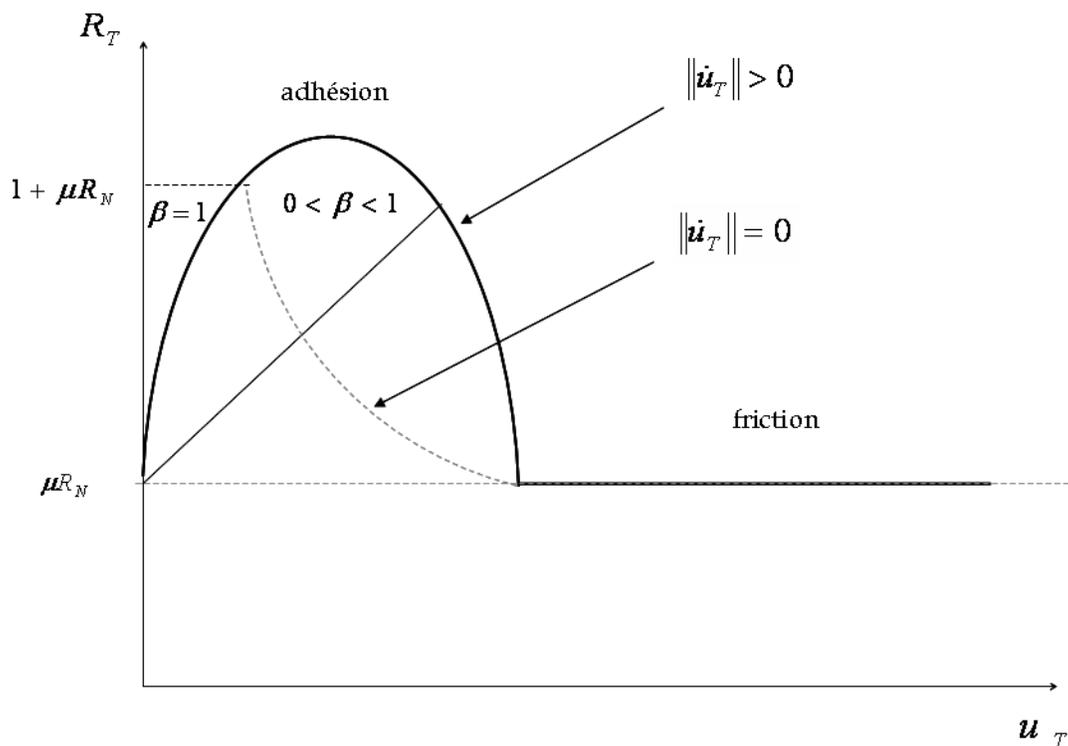


FIG. 3.6 – Force tangentielle normalisée en fonction du saut de déplacement tangentiel interfacial normalisé

### 3.3 Résultats numériques

Dans cette section nous allons exposer les simulations numériques effectuées à l'aide du code LMGC90 sur les différents montages, de triplets et de couplets composés de briques pleines et creuses, que nous avons déjà étudiés expérimentalement dans le chapitre précédent. Nous allons également nous intéresser à d'autres exemples rencontrés dans la littérature : l'exemple de l'essai RILEM concernant la compression diagonale d'un mur, ...

Pour cette modélisation, nous considérons les conditions réelles des essais expérimentaux. Nous avons utilisé la même géométrie, les mêmes paramètres mécaniques des matériaux et également des conditions aux limites et de chargement identiques à l'expérience.

Pour cette étude numérique, tous les problèmes seront traités en quasi-statique et en déformations planes. Les corps d'épreuve constituant les assemblages de brique et du mortier sont modélisés par des éléments finis quadrangles  $Q4$ . Les essais sont effectués avec un pas de temps fixe qui vaut  $\Delta t = 0.5 * 10^{-3}s$ . Le calcul nécessitera donc 2000 incréments afin de reproduire les essais expérimentaux,  $\theta$  est fixé à 0.55 pour tous les calculs .

La liaison entre la brique et le mortier se fait par une interface de contact gouvernée par la loi d'adhésion cohésive présentée au début de ce chapitre. Le contact entre les corps se fait à l'aide d'une série de noeuds de contact. Pour les cas testés nous avons choisi pour chaque segment en contact d'un élément deux noeuds de contact. Ces noeuds sont situés entre deux noeuds de maillage de l'élément en contact plus précisément à une distance de 0.2 et 0.8 de la longueur de l'élément (figure. 3.7). L'ensemble de ces noeuds de contact va générer une interface de contact qui est gouvernée par la loi d'adhésion cohésive RCCM évoquée plus haut.

Les différents paramètres de la loi utilisés sont : le coefficient de frottement  $\mu$  égal à 0.2,  $b$  le coefficient de viscosité égal à zéro, l'énergie de Dupré  $w$  égal à  $0.9 \times 10^{-6} J/m^2$ . Par contre les valeurs de  $C_N$  et  $C_T$ , les raideurs initiales de la liaison interfaciale normale et tangentielle respectivement, vont être variables en fonction des cas testés comme on le verra plus loin.

Il est important de savoir que les différents paramètres de la loi d'adhésion sont définis d'après le recalage des courbes obtenues sur une série de simulations avec les courbes expérimentales. Les caractéristiques mécaniques que nous avons utilisées pour la modélisation par éléments finis des différents constituants de la maçonnerie à savoir la brique et le mortier sont résumées dans le tableau. 3.2.

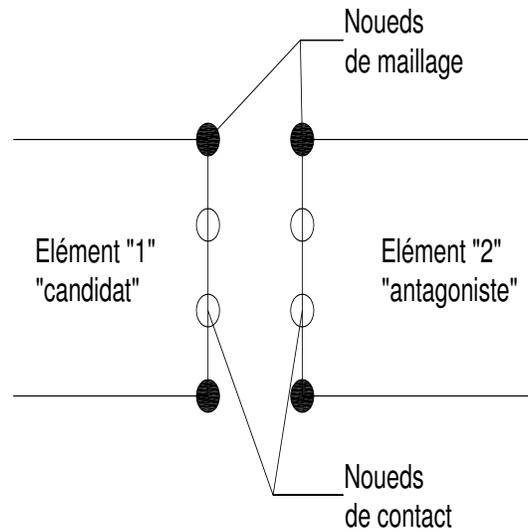


FIG. 3.7 – Position des nœuds de contact entre deux corps

	Module élastique ( <i>MPa</i> )	Coefficient de Poisson
Briques pleines	9438.5	0,13
Briques creuses	6058.8	0.13
Mortier	4000	0,30

TAB. 3.2 – Propriétés mécaniques élastiques utilisées pour la modélisation

### 3.3.1 Simulations sur les exemples traités expérimentalement

Nous avons constaté d'après les enseignements tirés des essais expérimentaux, notamment sur les modes de rupture observés sur l'ensemble des essais, l'existence de deux catégories de fissuration :

1. Soit la fissure se produit et reste localisée au niveau de l'interface
2. Soit la fissure se produit au niveau de l'interface et se développe jusqu'à ce qu'elle traverse le joint de mortier

Cette synthèse va nous guider dans la démarche à suivre. Afin de vérifier la validité et l'efficacité du modèle d'interface proposé, nous allons l'appliquer à des problèmes simples dont la réponse est préalablement définie et connue (échelle locale). Ensuite on enchaînera l'application à des problèmes pratiques d'une grande échelle tels que les murs avec des grandeurs réelles.

### 3.3.1.1 Simulation du comportement au cisaillement de triplet en briques pleines : cas d'interface fissurée

Rappelons que l'essai de cisaillement étudié consiste à appliquer une force verticale sur le bord supérieur de la brique centrale jusqu'à la rupture, la force imposée est égale à  $53000N$ . Les déplacements verticaux des bords inférieurs des briques adjacentes sont bloqués (figure.3.8).

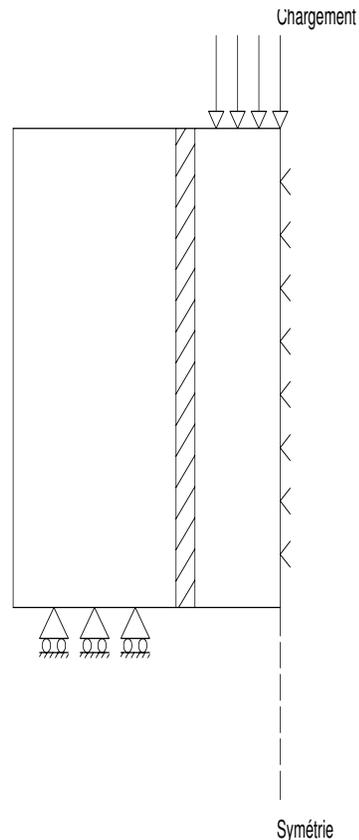


FIG. 3.8 – Schématisation de l'essai de cisaillement sur le triplet de briques

La figure 3.9 illustre les résultats expérimentaux obtenus sur les quatre triplets en briques pleines testés. Ces courbes sont légèrement retouchées par "lissage" afin de mieux les confronter aux résultats numériques.

Dans ce cas de configuration, en présence d'une symétrie par rapport à la verticale, nous avons limité notre calcul numérique uniquement à la moitié de l'assemblage. Ceci dit que le montage que nous allons simuler est désormais composé d'une brique entière, d'un joint de mortier et d'une demi brique comme est montré par la figure 3.10. L'ensemble de l'assemblage est maillé avec 130 éléments  $Q4$ .

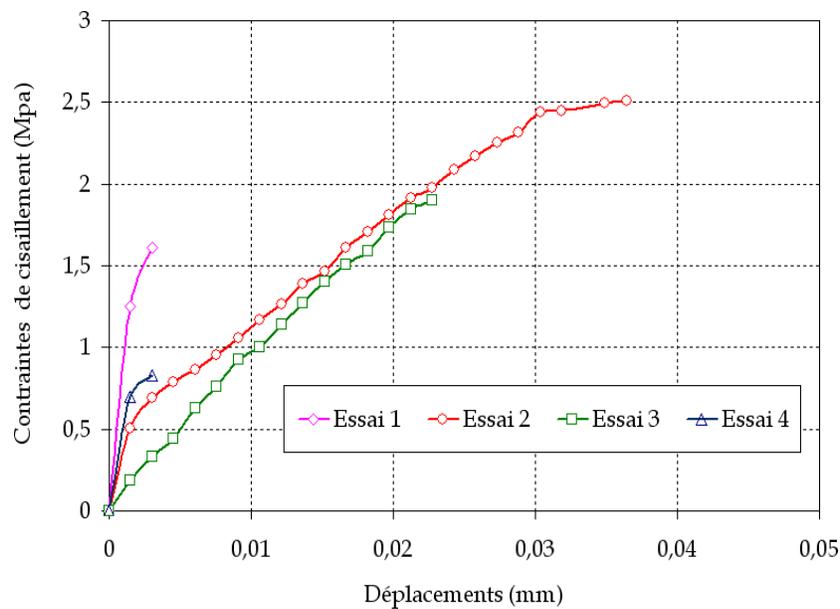


FIG. 3.9 – Résultats expérimentaux des différents essais de cisaillement sur des triplets en briques pleines

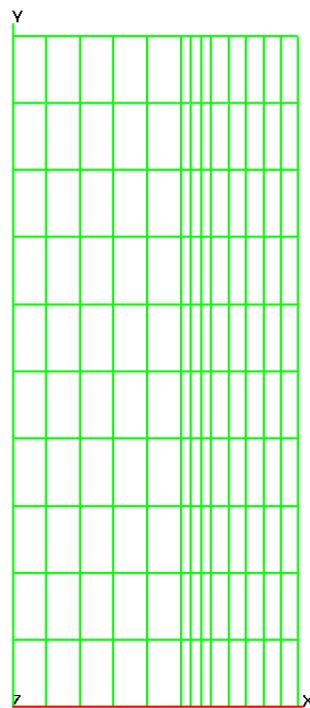


FIG. 3.10 – Maillage du triplet de briques

Dans un premier temps, nous allons nous intéresser à l'analyse de l'influence des valeurs des raideurs initiales de la liaison interfaciale  $C_N$  et  $C_T$  (normal et tangentiel) sur le comportement au cisaillement de la maçonnerie à l'échelle locale. Les diverses solutions numériques obtenues sont mises en évidence sur la figure. 3.11 qui montre l'évolution de la contrainte de

cisaillement en fonction des déplacements relatifs des deux briques adjacentes pour un jeu de données de  $C_N$  et  $C_T$ .

Les divers tracés témoignent que le comportement de ces simples structures est très sensible à la variation de  $C_N$  et  $C_T$ . La limite de rupture croît avec l'augmentation des valeurs des paramètres de la loi d'interface. Ceci prouve que la résistance globale de l'assemblage dépend essentiellement de la résistance de l'interface.

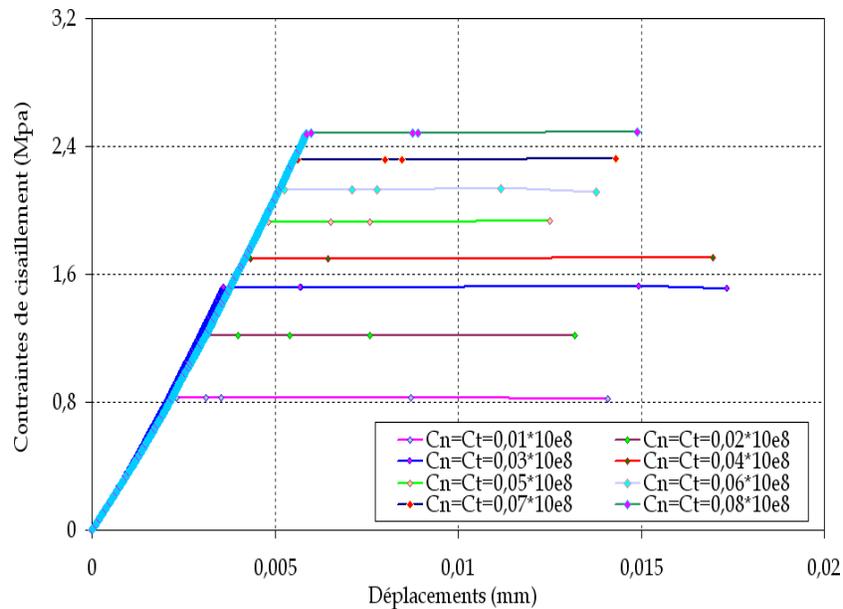
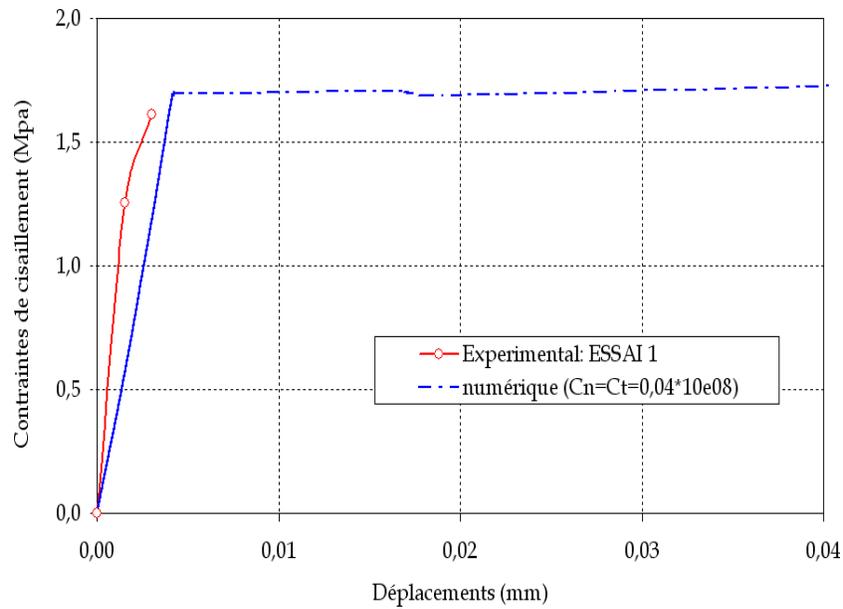
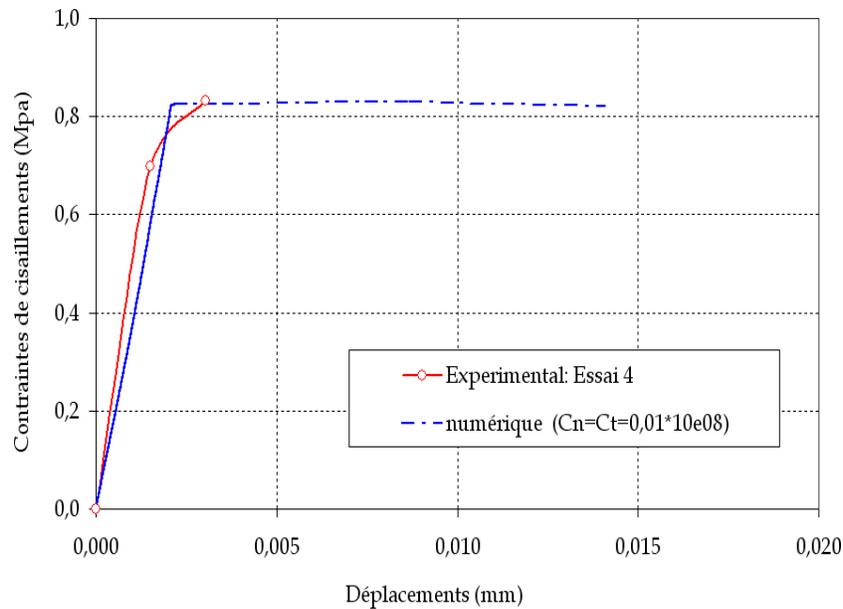


FIG. 3.11 – Influence des paramètres  $C_N$  et  $C_T$  sur le comportement des triplets en briques pleines

D'ailleurs, en fonction de ces résultats on pourra se contenter de faire une étude comparative avec les résultats expérimentaux des différents essais. Il est nécessaire de noter que ces essais sont caractérisés par des niveaux de limite de rupture variable d'un échantillon à l'autre.

Les résultats obtenus (figure 3.12 et figure 3.13) concernant l'essai 1 et l'essai 4 sont très encourageants avec une allure générale des courbes sensiblement similaire à celle des réponses expérimentales. Ceci met bien en évidence l'aptitude du modèle choisi à prendre en compte le comportement mécanique réel de l'interface. Ce résultat est confirmé par les modes de rupture obtenus numériquement figure 3.14. Les diverses isovaleurs de la contraintes de cisaillement  $\sigma_{xy}$  nous montrent, en fur à mesure du chargement, la concentration des contraintes dans les zones où éventuellement il y a présence de discontinuités, plus précisément au niveau de l'interface. La croissance de ces contraintes dans ces zones sensibles au cours du chargement vont davantage augmenter leur fragilité jusqu'à leur rupture. Cette rupture est remarquée par le glissement de la brique par rapport au joint de mortier (figure 3.14).

FIG. 3.12 – Essai de cisaillement  $N_1$  sur un triplet en brique pleineFIG. 3.13 – Essai de cisaillement  $N_4$  sur un triplet en brique pleine

### 3.3.1.2 Simulation du comportement de triplets en briques pleines : cas d'interface et mortier fissurés

A présent, poursuivons la comparaison entre la simulation numérique et l'expérimental sur des triplets en briques pleines dans le cas où l'interface et le mortier sont fissurés en même temps. Les résultats des tests dans ce cas de figure ne sont pas satisfaisants mais il ne sont pas non plus surprenants. Expérimentalement nous avons constaté que les fissures apparaissent au niveau de l'interface brique-mortier mais aussi au niveau du joint de mortier

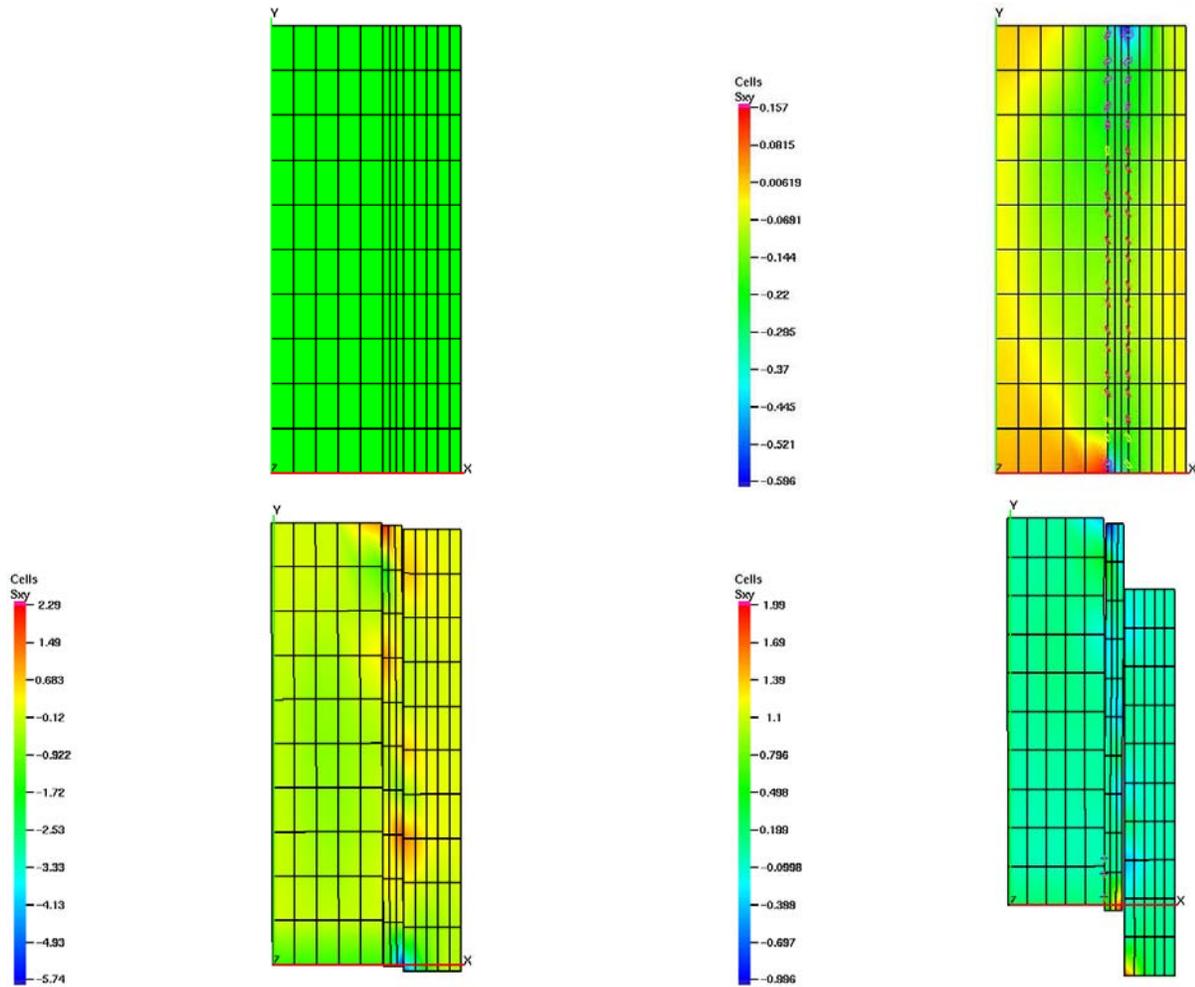


FIG. 3.14 – Évolution de la contrainte de cisaillement dans les cas de triplets en briques pleines

lui-même. Cependant un décalage remarquable est observé entre les résultats numérique et expérimental, notamment sur l'essai 2 (figure 3.15) et l'essai 3 (figure 3.16).

On peut envisager l'hypothèse de l'endommagement des matériaux qui soit à l'origine de cette différence de réponse. Le modèle d'interface RCCM que nous avons adopté est un modèle d'endommagement d'interface. Afin de modéliser l'endommagement volumique, il conviendrait de coupler le modèle RCCM avec un modèle de matériaux endommageables. Malheureusement, le code LMGC90 ne permet pas encore de modéliser la dégradation des matériaux endommageables.

C'est pourquoi dans un premier temps nous allons tester la sensibilité du comportement à la dégradation des propriétés mécaniques élastiques des matériaux (brique et mortier).

Ici, on fait varier les modules élastiques pour les deux matériaux mais en conservant les mêmes paramètres du modèle. Comme précédemment, nous suivons l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction des déplacements relatifs entre les briques adjacentes. Nous compa-

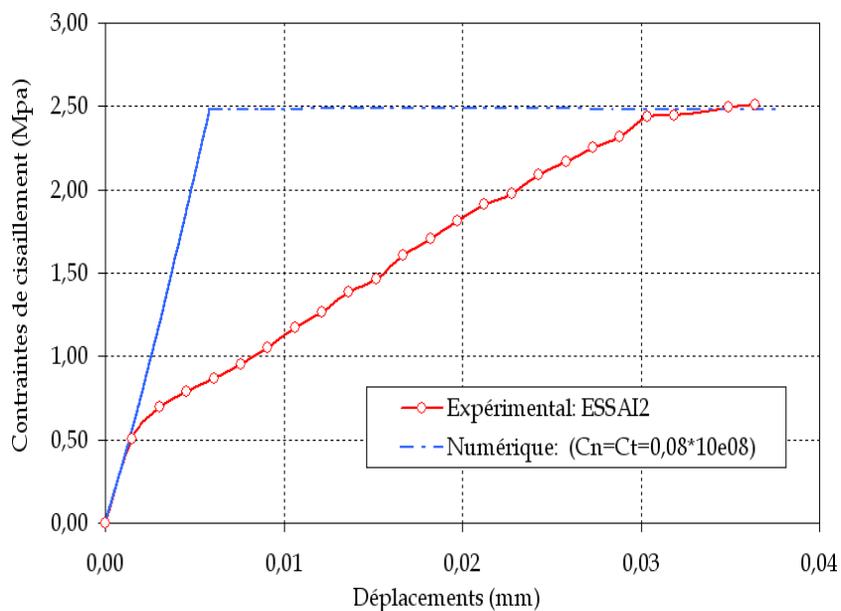


FIG. 3.15 – Essai de cisaillement N2 sur un triplet en brique pleine

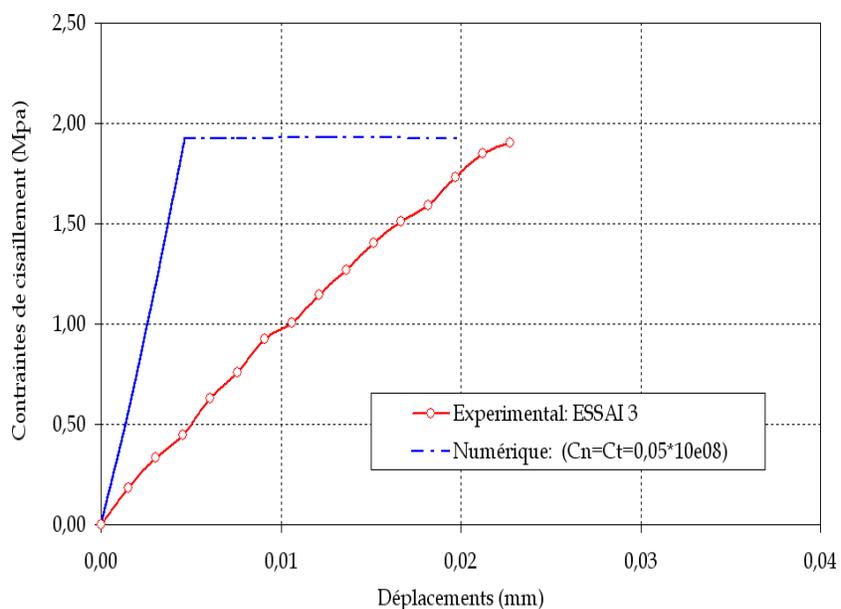


FIG. 3.16 – Essai de cisaillement N3 sur un triplet en brique pleine

rons ensuite les solutions obtenues sur les différentes simulations à la réponse expérimentale des essais 2 et 3, figure 3.17 et 3.18 respectivement. La tendance des courbes numériques se relève être la même que celle des courbes expérimentales. Cependant un léger décalage est constaté sur l'essai 2.

Dans un second temps, nous essayons d'introduire une éventuelle dégradation des matériaux. En particulier au niveau du joint de mortier où se développe et propage les fissures. Nous proposons donc de découper le joint de mortier par 48 corps au lieu d'un seul corps comme

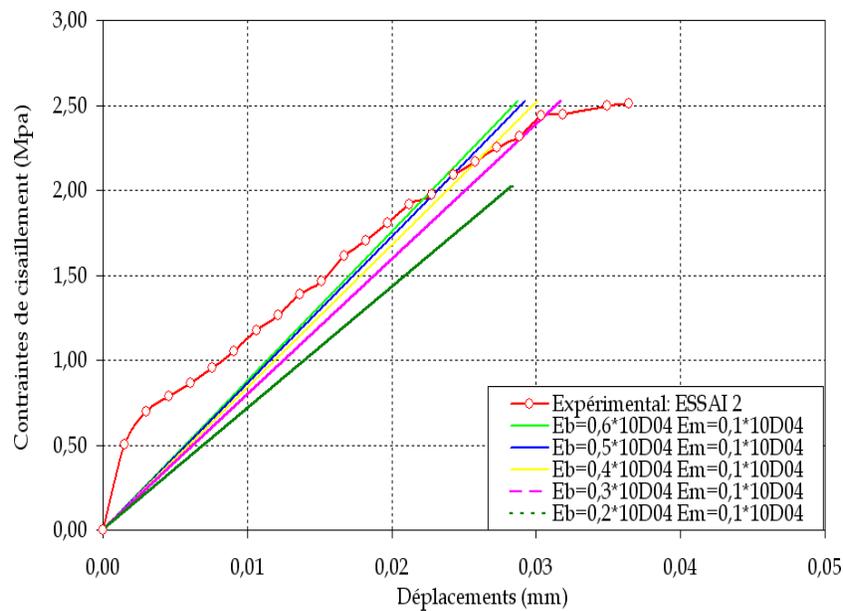


FIG. 3.17 – Essai de cisaillement N2 sur un triplet en brique pleine

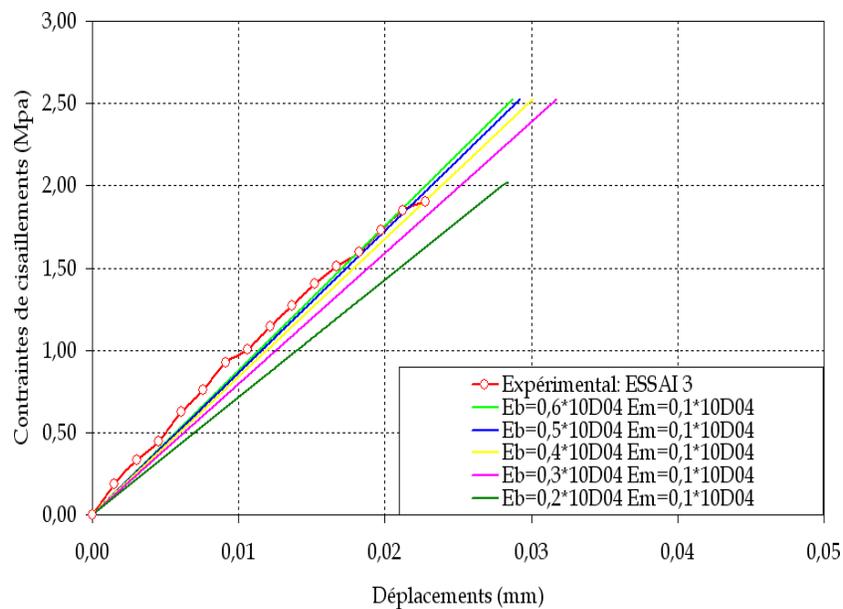


FIG. 3.18 – Essai de cisaillement N3 sur un triplet en brique pleine

celà était le cas dans les simulations précédentes (modèle de zones cohésives). Chaque corps sera modélisé par quatre éléments finis de type quadrangle  $Q4$  (figure 3.19), le nombre total d'éléments utilisés est égal à 292.

L'ensemble des corps constituant le joint de mortier cohésif sont en contact entre eux par des noeuds de contact qui sont gouvernés par la loi d'adhésion RCCM déjà exposée. Dans cet exemple, on considère des paramètres de loi d'adhésion différents pour les deux cas suivant in-

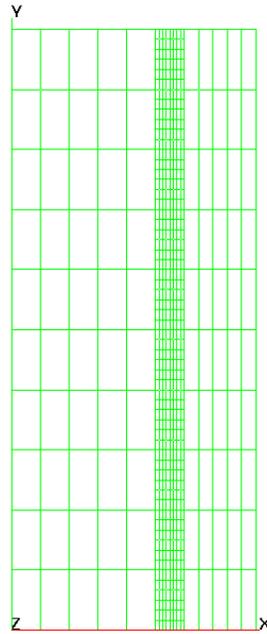


FIG. 3.19 – Maillage dans le cas de triplet en briques pleines avec un mortier cohésif

terface brique- mortier et interface mortier-mortier. On note  $adh1$  et  $adh2$  la loi d'adhérence pour l'interface mortier- mortier et pour l'interface brique-mortier respectivement (figure 3.20).

Nous faisons varier les paramètres  $C_N$  et  $C_T$  pour les deux lois  $adh1$  et  $adh2$  et étudions la réponse de la solution numérique. Sur la figure 3.21, nous observons clairement que le comportement des structures maçonnées est toujours sensible aux variations des paramètres. De plus, ici on remarque que la rigidité de l'assemblage s'est dégradée par rapport à celle des assemblages testés plus haut (cas où le joint de mortier est composé d'un seul corps).

La confrontation des réponses numériques avec les réponses expérimentales relève un bon rapprochement entre les deux d'un point de vue qualitatif. Car nous avons obtenu la dégradation de la rigidité souhaitée induite par la propagation de la fissure dans le mortier, sur les deux essais expérimentaux 2 et 3 (figure 3.22 et figure 3.23) . Cependant les résultats restent différents, ceci peut être expliqué par le choix du nombre de corps utilisés pour décomposer le joint de mortier. Nous pensons qu'un raffinement de cette solution n'est possible qu'avec l'utilisation d'un nombre plus important de corps qui constituent le matériau cohésif.

Néanmoins, cette modélisation nous a permis de privilégier l'apparition des fissures dans le joint de mortier. Ceci conduit à reproduire les modes de ruptures observés dans la pratique comme le montre la série des isovaleurs des contraintes de cisaillement (figure 3.24) obtenue par ces simulations.

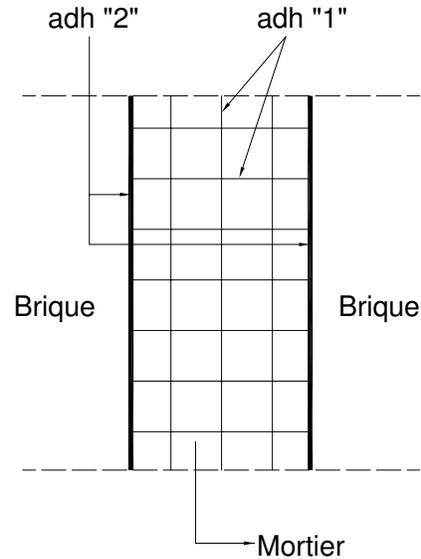


FIG. 3.20 – Schématisation des lois d'adhésion  $adh1$  et  $adh2$  des interfaces brique-mortier et mortier-mortier

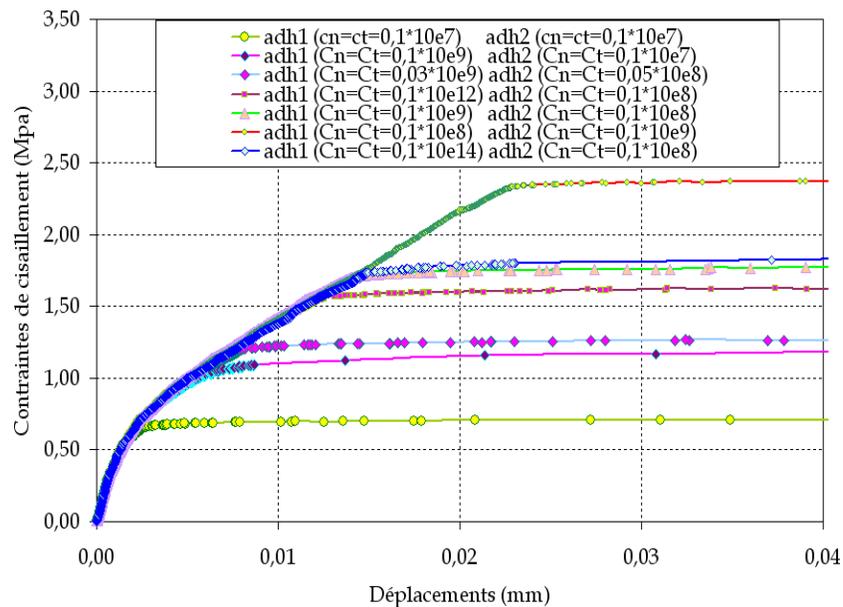


FIG. 3.21 – Influence des paramètres des lois d'adhésion sur le comportement local de la maçonnerie en briques pleines

### 3.3.1.3 Simulation du comportement de triplet en briques creuses

Comme nous l'avons indiqué dans l'étude expérimentale, les causes principales de la diversité des réponses expérimentales obtenues (figure 3.25) sur les différents échantillons testés,

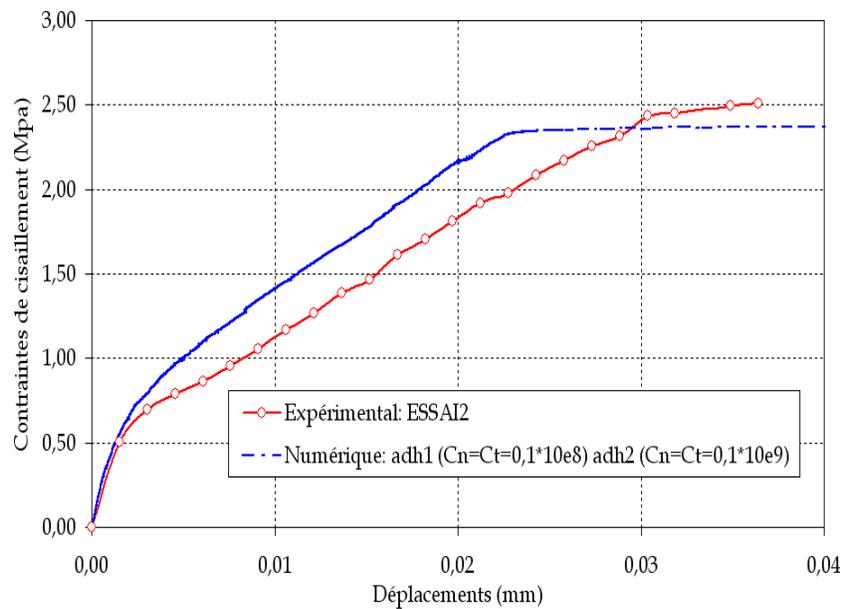


FIG. 3.22 – Essai de cisaillement N2 sur un triplet en brique pleine

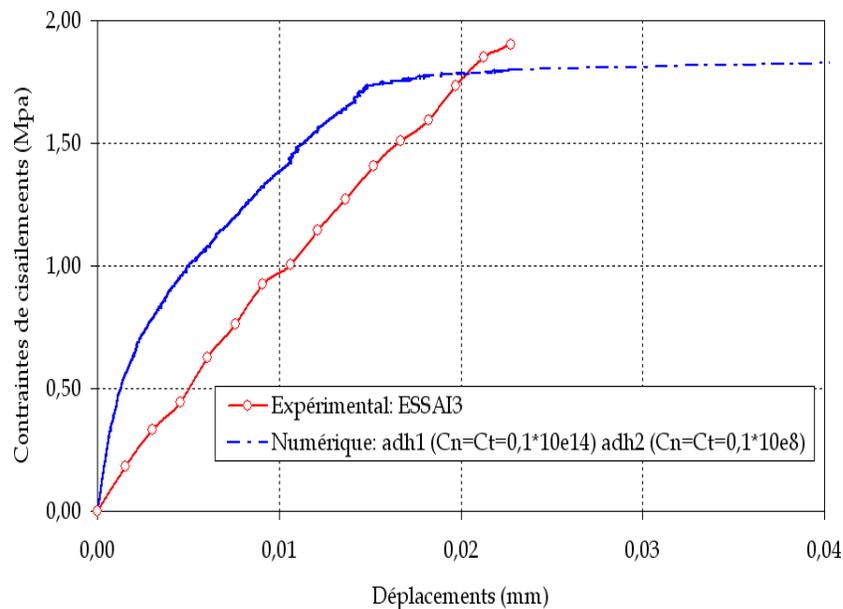


FIG. 3.23 – Essai de cisaillement N2 sur un triplet en brique pleine

composés de briques creuses ou pleines, sont complexes et dues essentiellement à :

- la mise en oeuvre pratique des essais,
- la présence de défauts (vide, endommagement, ...) de structure dans les matériaux prêt-à-l'emploi et dans les matériaux à préparer,
- l'hétérogénéité de la maçonnerie autant que celle du matériau composite,
- les imperfections de mise en oeuvre des structures maçonnées dues aux maçons, ...

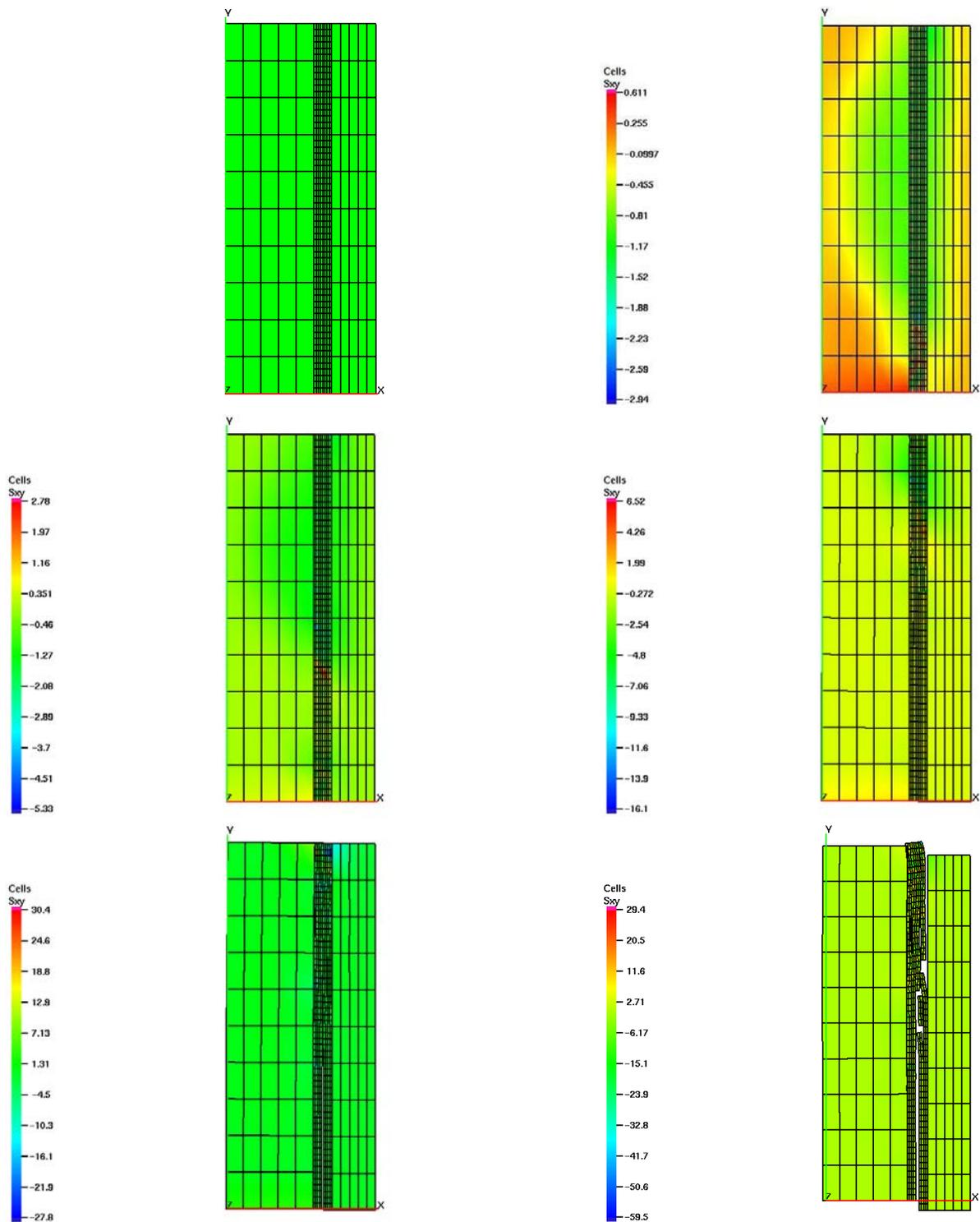


FIG. 3.24 – Évolution de la contrainte de cisaillement dans les cas de triplet en briques pleines avec un mortier cohésif

Dans les cas des structures conçues avec des briques creuses la complexité devient de plus en plus importante. D'une part, les causes citées ci-dessus resteront toujours valables. D'autre

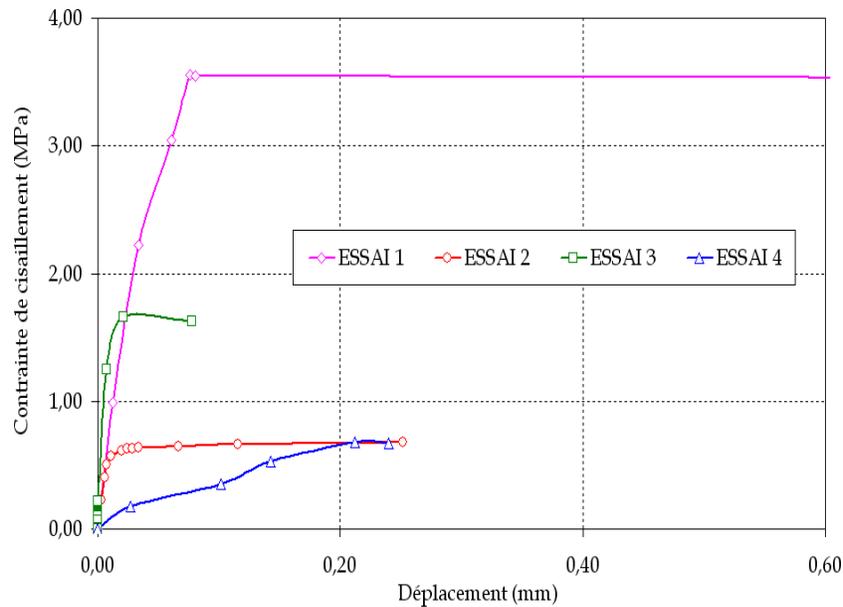


FIG. 3.25 – Résultats expérimentaux des différents essais de cisaillement sur des triplets en briques creuses

part, le fait que le mortier soit réparti d'une manière arbitraire dans les creux des briques amplifie les difficultés. Ce paramètre est très difficile à contrôler dans la pratique, même par un maçon professionnel.

Les modes de rupture restent à la fois variables et imprévisibles. Malgré cela nous avons tenté, dans la section précédente, de classer les modes de rupture en deux catégories, selon l'apparition des fissures.

Nous avons déjà démontré dans le cas de triplets en briques pleines que la propagation des fissures dans le mortier est liée à la dégradation des propriétés mécaniques élastiques et à l'endommagement de ce dernier. Nous pensons que cette conclusion partielle s'appliquera également au cas des briques creuses. C'est pour ces raisons que nous proposons ici de modéliser l'essai de cisaillement sur des triplets en briques creuses en considérant uniquement l'effet des têtes "picots" de mortier sur le comportement des triplets.

Le schéma de la figure. 3.26 indique la modélisation des têtes de mortier que nous avons adoptée pour les simulations numériques des assemblages composés de briques creuses. On distingue clairement deux interfaces différentes qui sont caractérisées par deux lois d'adhésion de type RCCM possédant des paramètres de loi différentes. Ces deux dernières sont notées  $adh1$  et  $adh2$ , la loi d'adhésion  $adh1$  correspond à la loi de l'interface brique-mortier. Par contre,  $adh2$  correspond à la loi d'interface au niveau des picots.

Pour cet exemple, nous allons nous placer dans le cas d'une symétrie par rapport à la verticale. Le chargement normal  $F$  appliqué sur le bord supérieur de la brique centrale est égal à  $74000N$ . L'assemblage est maillé avec 126 éléments finis de type quadrangle  $Q4$  (figure 3.27).

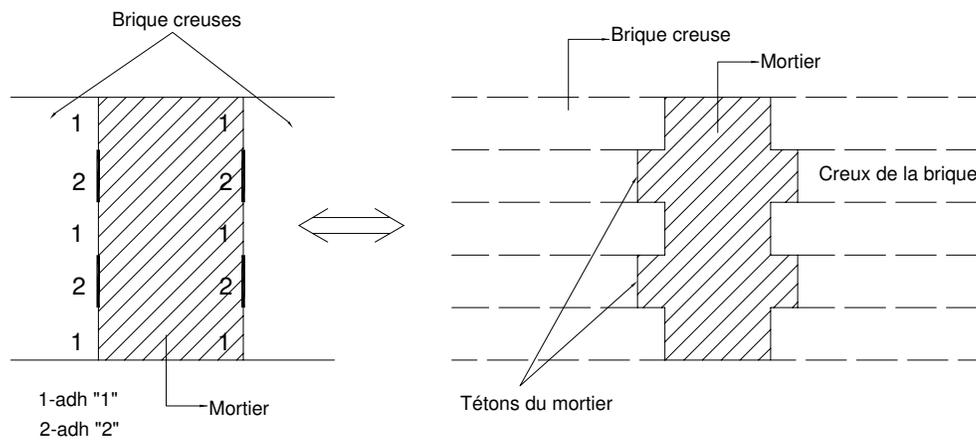


FIG. 3.26 – Schématisation des tétons de mortier dans le cas des briques creuses

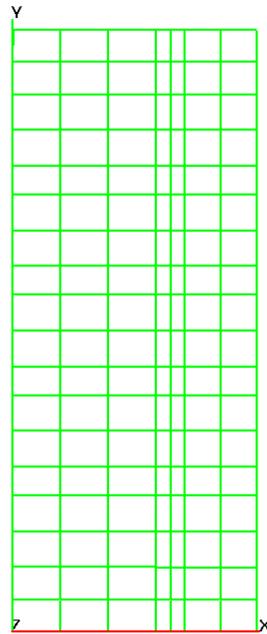


FIG. 3.27 – Maillage de triplet composé de briques creuses

A présent, étudions la sensibilité de la solution numérique suivant la variation des paramètres des deux lois d'adhésion  $adh1$  et  $adh2$ . Les réponses de l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction des déplacements relatifs entre les briques adjacentes, des simulations, sont illustrées par les courbes des figures suivantes (figures. 3.28, 3.29 et 3.30).

Il faut savoir que les résultats montrés sur la figure 3.28 sont obtenus pour des valeurs des paramètres  $C_N$  et  $C_T$ , concernant les deux lois  $adh1$   $adh2$ , plus au moins identiques. Dans cette situation, l'analyse de ces courbes nous laisse penser que les réponses trouvées sont similaires aux réponses constatées sur les briques pleines que nous avons traitées précédemment. Il s'agit d'un comportement fragile, la rupture est produite dès que l'on atteint la contrainte limite élastique, le phénomène se poursuit par le glissement entre les corps en contact. En effet, ceci nous semble logique, nous pouvons imaginer que prendre des valeurs de  $C_N$  et  $C_T$  identiques revient à résoudre le problème avec une seule loi d'adhésion sur toute la hauteur qui est en contact entre la brique et le joint de mortier.

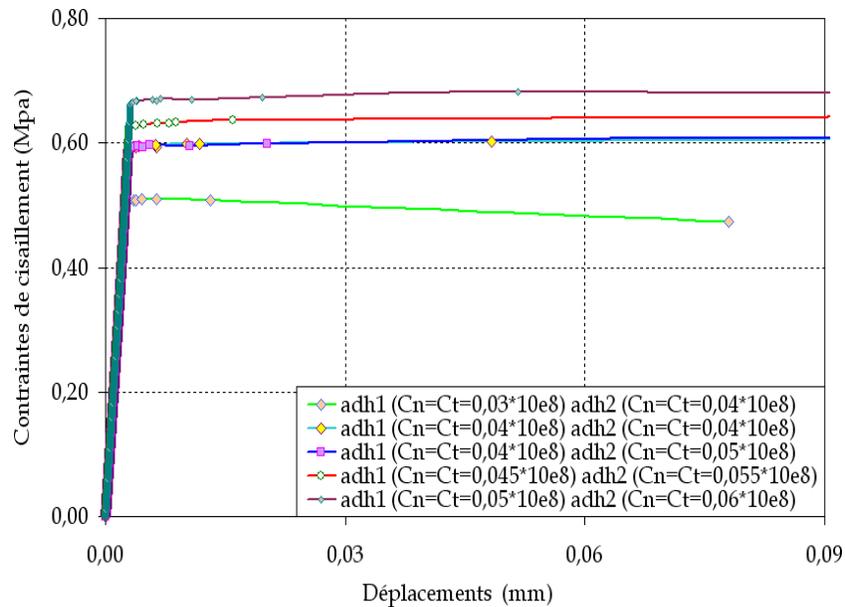


FIG. 3.28 – Influence des paramètres des lois d'adhésion sur le comportement local de la maçonnerie en briques creuses : BILAN1

Concernant les résultats des figures 3.29 et 3.30, celles-ci sont obtenues pour des jeux de paramètres des deux lois différents, notamment les valeurs de  $C_N$  et  $C_T$ . Il faut noter que dans la pratique, nous avons observé que les picots influencent considérablement le comportement au cisaillement. Généralement, ces picots contribuent à augmenter la résistance des maçonneries, ceci se traduit par le comportement adoucissant remarqué sur les essais expérimentaux. Ces réflexions nous ont poussé à choisir pour cette série de simulations des valeurs de la loi  $adh1$  inférieures à celle de la loi  $adh2$ . La loi  $adh1$  simulera le comportement de l'interface brique mortier par contre la loi  $adh2$  va simuler le comportement des picots.

Nous nous appuyons sur les résultats des simulations que nous venons d'exposer (figure 3.29 et 3.30) pour identifier le choix des paramètres à considérer dans les cas des essais expéri-

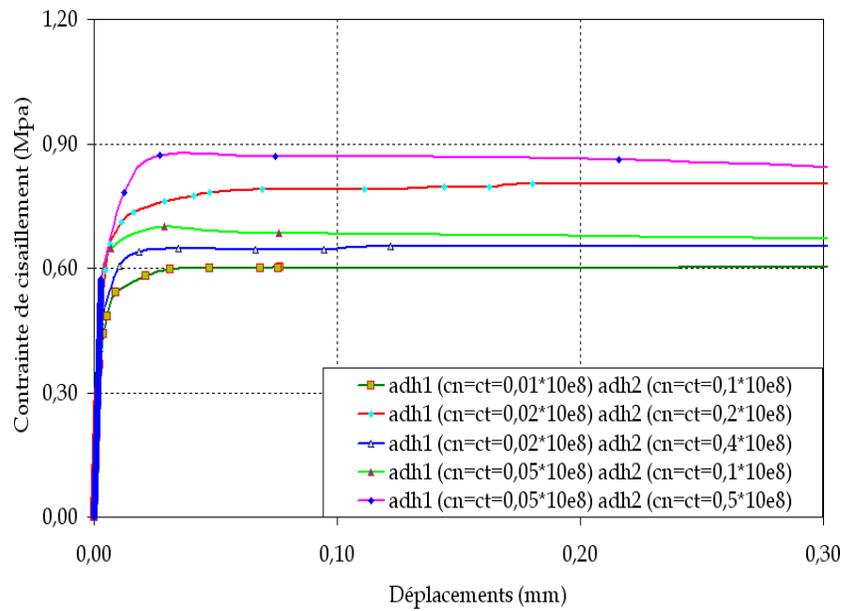


FIG. 3.29 – Influence des paramètres des lois d'adhésion sur le comportement local de la maçonnerie en briques creuses : BILAN2

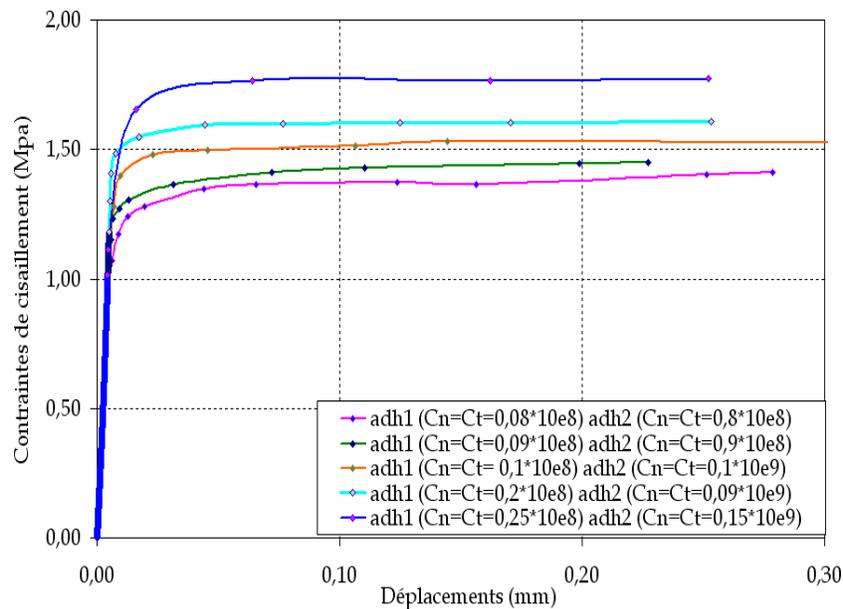


FIG. 3.30 – Influence des paramètres des lois d'adhésion sur le comportement local de la maçonnerie en briques creuses : BILAN3

mentaux N2 et N3 et en fonction aussi de la valeur limite de la contrainte à la rupture. Les figures 3.31 et 3.32 présentent les superpositions des courbes des réponses au cisaillement des essais expérimentaux et numériques pour les deux essais que nous venons de citer.

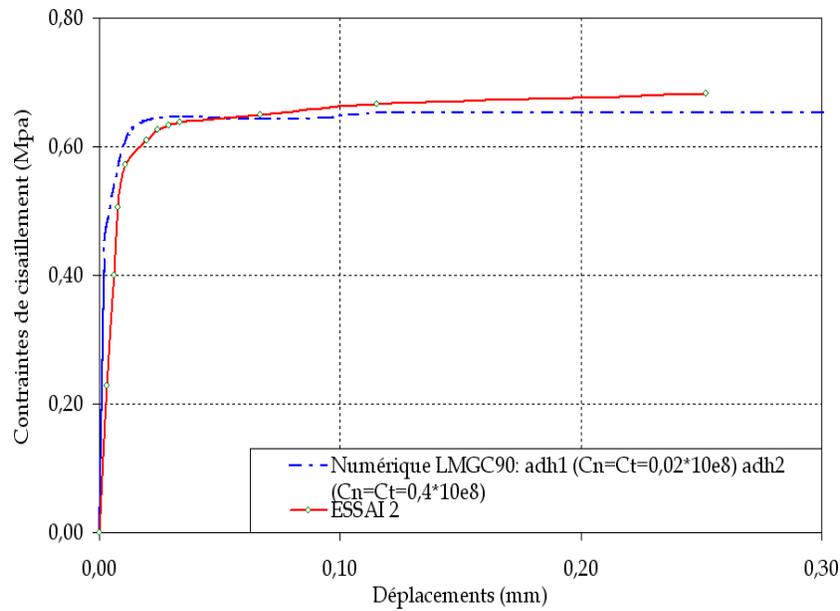


FIG. 3.31 – Essai de cisaillement N2 sur un triplet en briques creuses

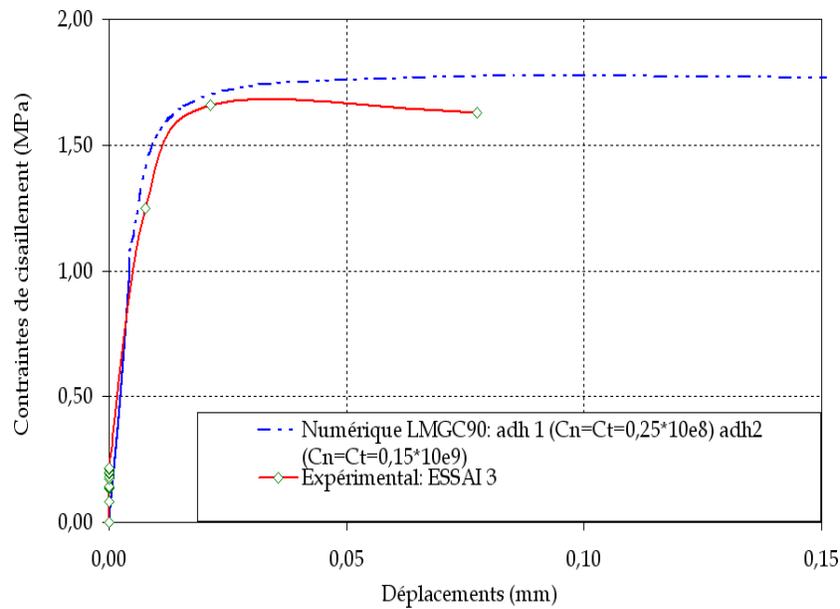


FIG. 3.32 – Essai de cisaillement N3 sur un triplet en briques creuses

La comparaison entre l'expérimental et le numérique montre une bonne concordance. Globalement, nous pouvons déduire d'après ces résultats numériques que le modèle RCCM décrit bien le comportement au cisaillement étudié. Ceci est confirmé par la figure 3.33 qui présente les isovaleurs des contraintes de cisaillement  $\sigma_{xy}$ . Nous pouvons observer sur les dessins de ces isovaleurs la répartition et la concentration de la contrainte dans les zones susceptibles d'être endommagées. Ceci nous paraît correct, ces concentrations vont pouvoir s'amplifier au cours des sollicitations en induisant le même type de comportement à la rupture rencontré réellement, à savoir l'endommagement de l'interface suivie par le glissement de la brique par

rapport au joint du mortier.

### 3.3.1.4 Simulation du comportement de couplets en briques pleines et creuses

Dans ce paragraphe, on s'intéresse à la modélisation mécanique des couplets de briques pleines et creuses (figure. 3.34) tels que ceux traités expérimentalement dans le chapitre 2.

Les propriétés mécaniques élastiques des matériaux que nous avons pris en compte sont indiquées dans le tableau 3.3.

	Module élastique ( $MPa$ )	Coefficient de Poisson
Brique pleine	9438.5	0,13
Brique creuse	6058.8	0,13
Mortier	4000	0,3

TAB. 3.3 – Propriétés mécaniques élastiques utilisées pour la modélisation des couplets de maçonnerie

Ce problème est traité également en déformation plane. L'assemblage de couplets en briques pleines est maillé avec 130 éléments finis de type quadrangle ( $Q4$ ) (figure. 3.35). L'assemblage de couplets en brique creuses est maillé avec 144 éléments finis de type quadrangle ( $Q4$ ) (figure. 3.38). Les paramètres des deux lois d'adhésions RCCM,  $adh1$  et  $adh2$ , sont donnés dans le tableau 3.4 ci-dessous. Nous faisons varier les valeurs des raideurs initiales de la liaison interfaciale  $C_N$  et  $C_T$  (normal et tangentiel).

	$\mu$	$b$ ( $N.s.m^{-1}$ )	$w$ ( $J/m^2$ )
$adh1$	0.2	0	$0.9 * 10^{-6}$
$adh2$	0.2	0	$0.9 * 10^{-6}$

TAB. 3.4 – Paramètres de loi d'adhésion RCCM utilisée dans le cas de couplets

Le bilan des simulations que nous avons dressé est montré par les figures. 3.36 et figures. 3.39 concernant respectivement les couplets en briques pleines et les couplets en briques creuses. Nous constatons que nous avons obtenus des résultats similaires au cas des triplets avec une rigidité d'ensemble beaucoup plus faible, dans ce cas le comportement est caractérisé par :

– rupture fragile pour les briques pleines

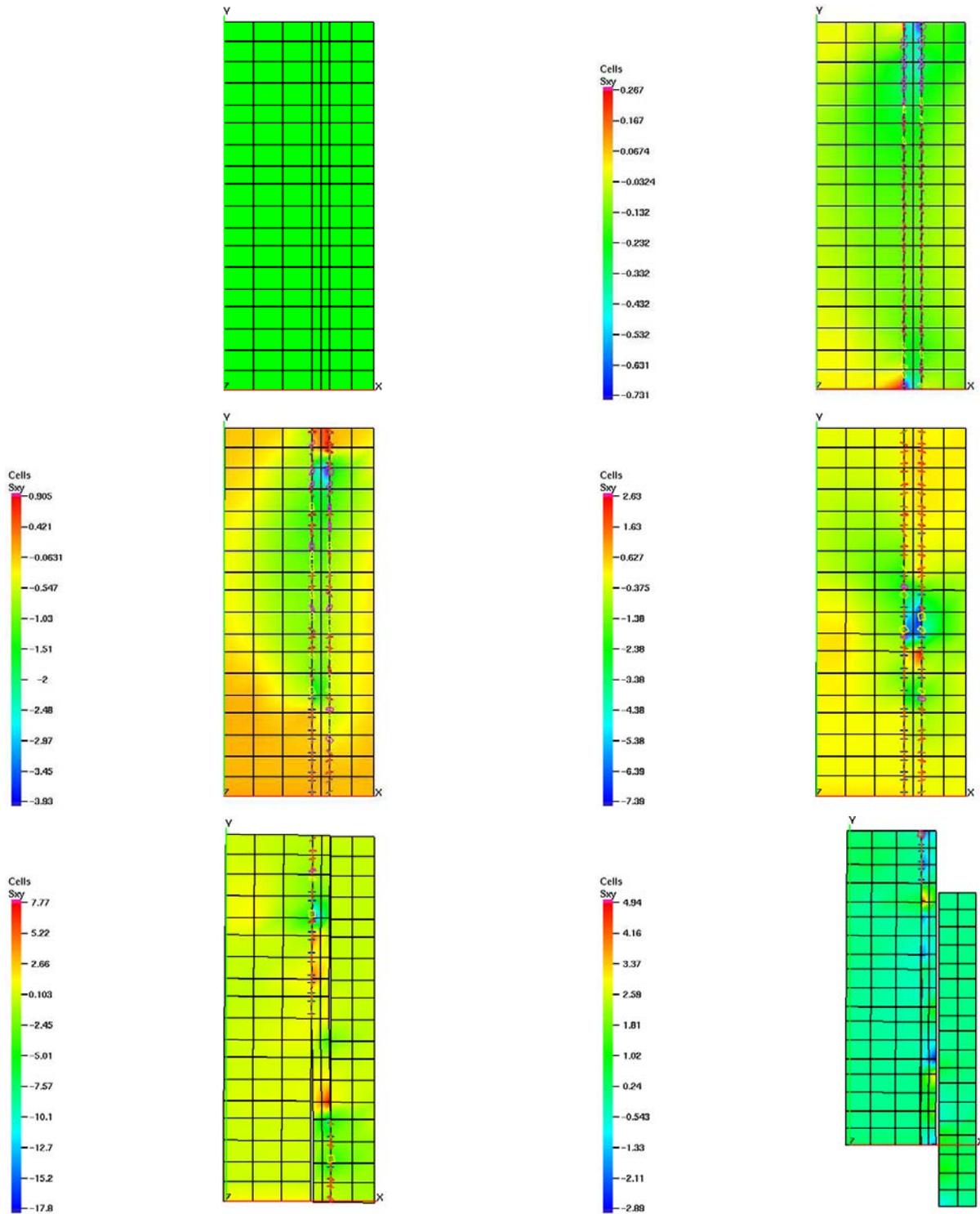


FIG. 3.33 – Évolution de la contrainte de cisaillement dans les cas de triplet en briques en briques creuses

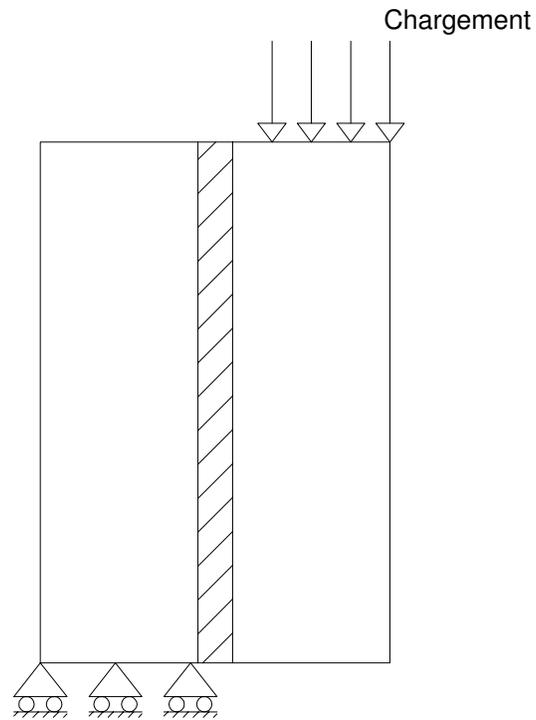


FIG. 3.34 – *Maillage de couplets en briques pleines*

– rupture avec un seuil adoucissant pour les briques creuses

Les différents modes de rupture obtenus montrant les comportements des couplets sont illustrés par les figures 3.37 et figures 3.40.

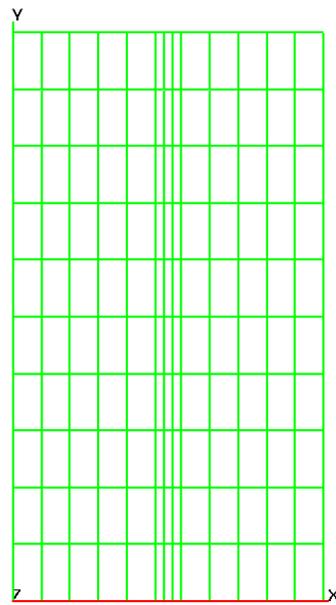


FIG. 3.35 – Maillage de couplets en briques pleines

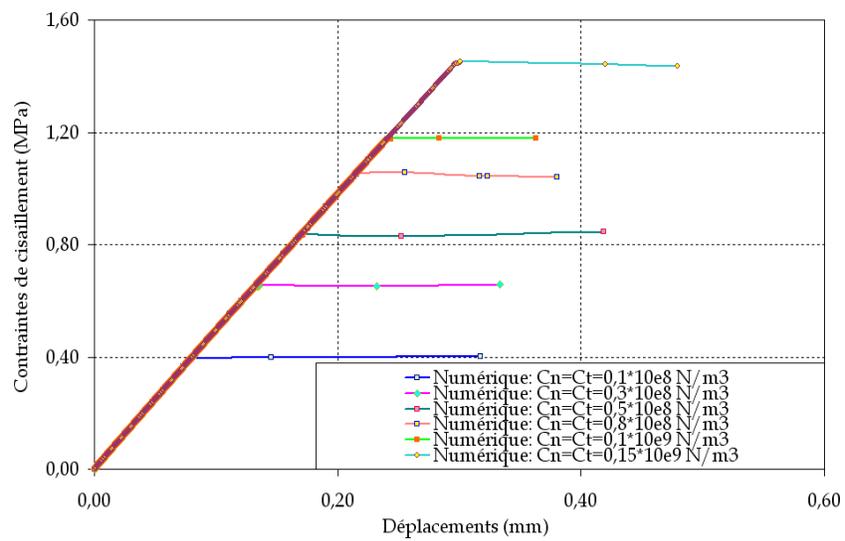


FIG. 3.36 – Essai de cisaillement sur des triplets en briques pleines

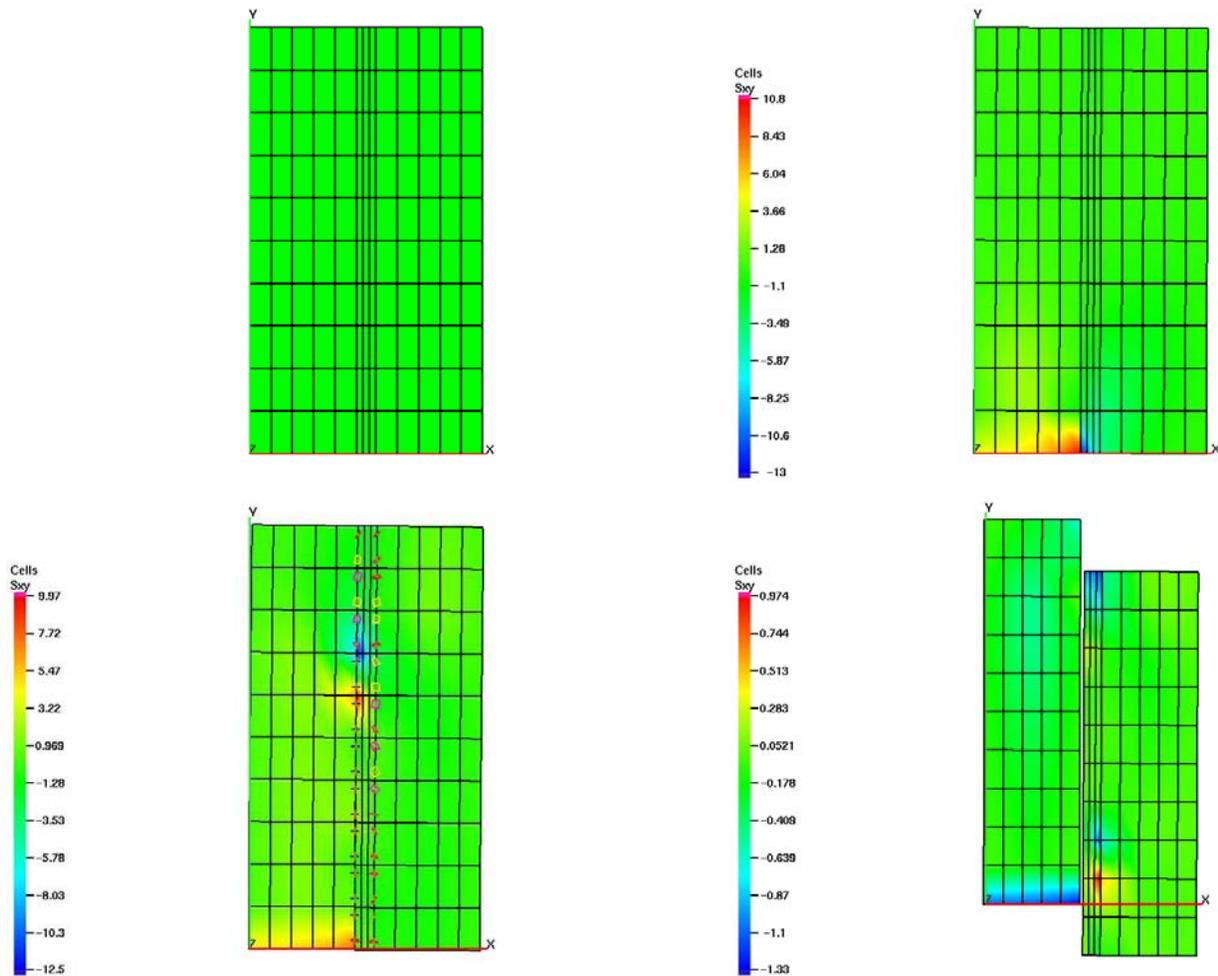
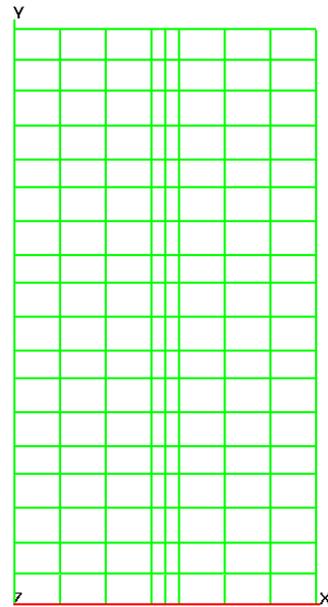
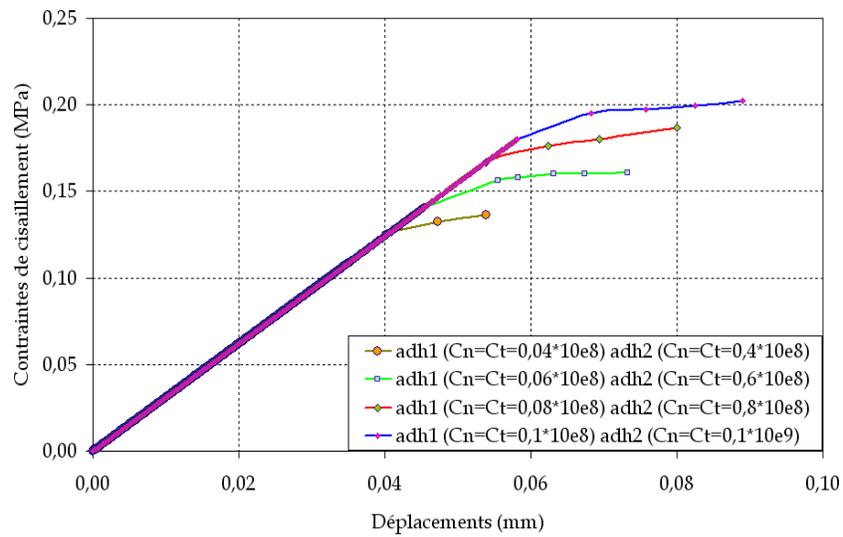


FIG. 3.37 – Évolution de la contrainte de cisaillement dans les cas de couplets en briques pleines

FIG. 3.38 – *Maillage de couplets en briques creuses*FIG. 3.39 – *Essai de cisaillement sur des triplets en briques pleines*

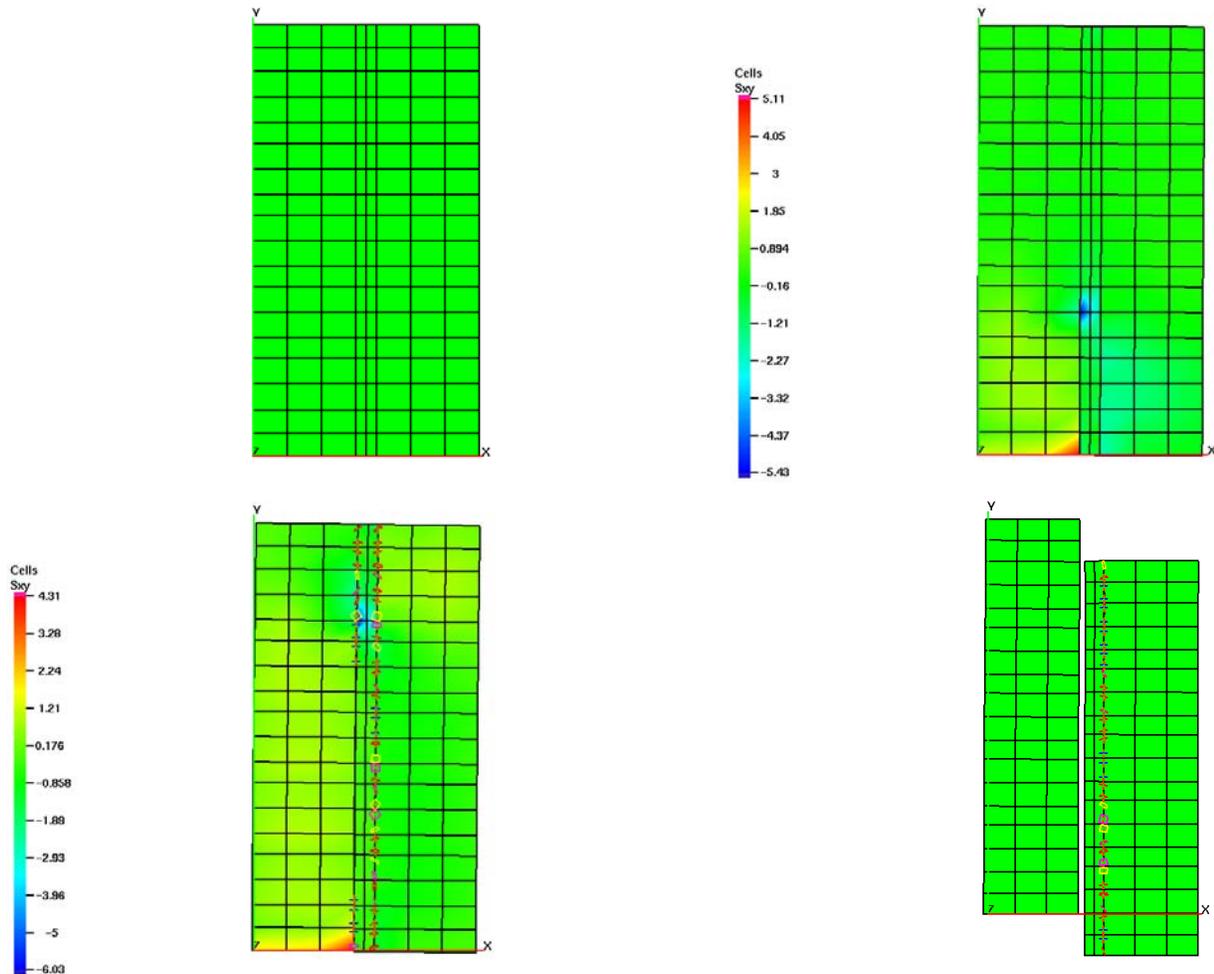


FIG. 3.40 – Évolution de la contrainte de cisaillement dans les cas de couplets briques creuses

### 3.3.2 Simulation sur d'autres exemples traités dans la littérature

#### 3.3.2.1 Simulation du comportement d'un muret

Ici, nous étudions des simulations sur un assemblage de briques pleines (figure 3.41) déjà traité expérimentalement dans [36] avec des briques creuses. L'essai consiste à appliquer successivement :

1. une contrainte de confinement dans la direction perpendiculaire au joint de mortier.
2. une charge verticale uniformément répartie sur le bord supérieur de la brique centrale jusqu'à la rupture.

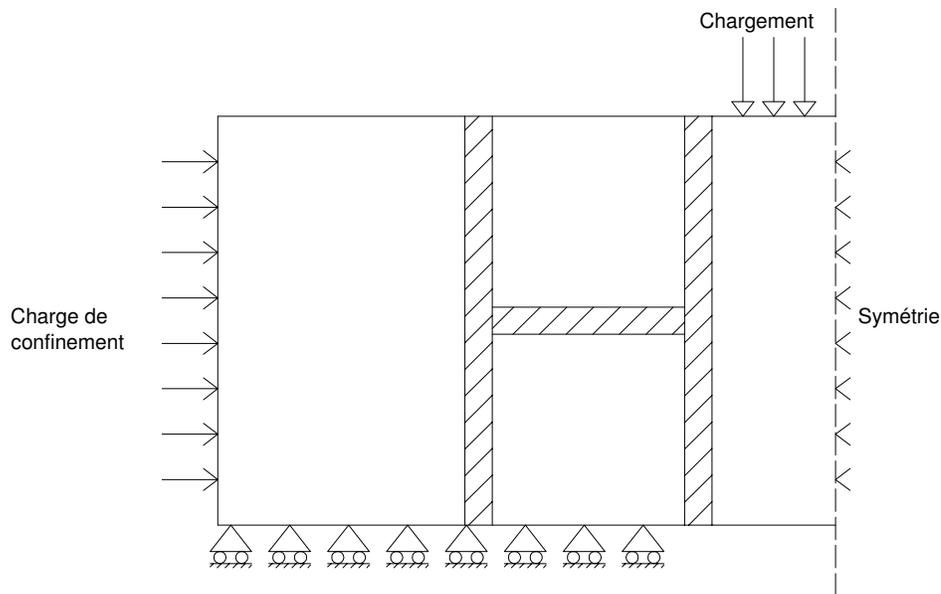


FIG. 3.41 – Essai de cisaillement sur un assemblage de briques - muret-

Vue la symétrie de l'assemblage, nous proposons d'étudier le test seulement sur la moitié de l'ensemble. Nous avons utilisés des éléments finis de type quadrangle ( $Q4$ ) pour mailler ce montage en briques (figure 3.42). Les différents corps sont en contact via la loi d'adhésion *adh1*. Les paramètres de cette loi sont résumés dans le tableau 3.5. Nous avons gardés les mêmes paramètres mécaniques élastiques cités ci dessus (tableau 3.3)

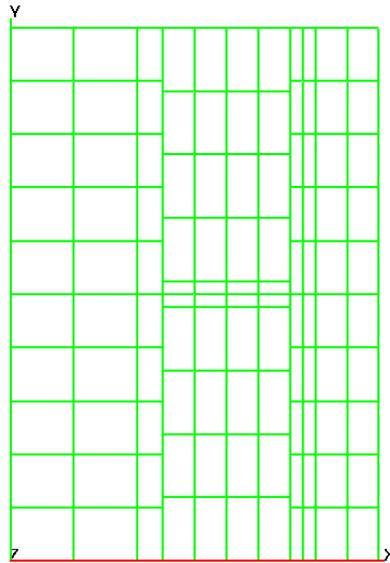


FIG. 3.42 – Maillage d'un assemblage de briques (muret)

	$\mu$	$b \text{ (N.s.m}^{-1}\text{)}$	$w \text{ (J/m}^2\text{)}$	$C_N \text{ N/m}^3$	$C_T \text{ N/m}^3$
<i>adh1</i>	0.2	0	$0.9 \times 10^{-6}$	$0.04 \times 10^8$	$0.04 \times 10^8$

TAB. 3.5 – Paramètres de loi d'adhésion RCCM utilisée dans le cas d'un assemblage de brique (muret)

Nous montrons sur la courbe (figure 3.43) l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif.

La figure 3.44 représente l'évolution des contraintes au cours de la sollicitation.

Le comportement de la structure observé est de type fragile. Il est caractérisé par deux phases :

- une première phase très rigide jusqu'à rupture
- une deuxième phase de glissement des briques entre elles.

**Remarque :** Le courbe (figure 3.43) montre un léger adoucissement du comportement avant la rupture qui est dû aux effets de la contrainte de confinement appliquée.

D'une manière générale à cette échelle de structure, nous avons constaté le même comportement que ceux observés sur les essais numériques (couplets et triplets) déjà évoqué et confirmés expérimentalement.

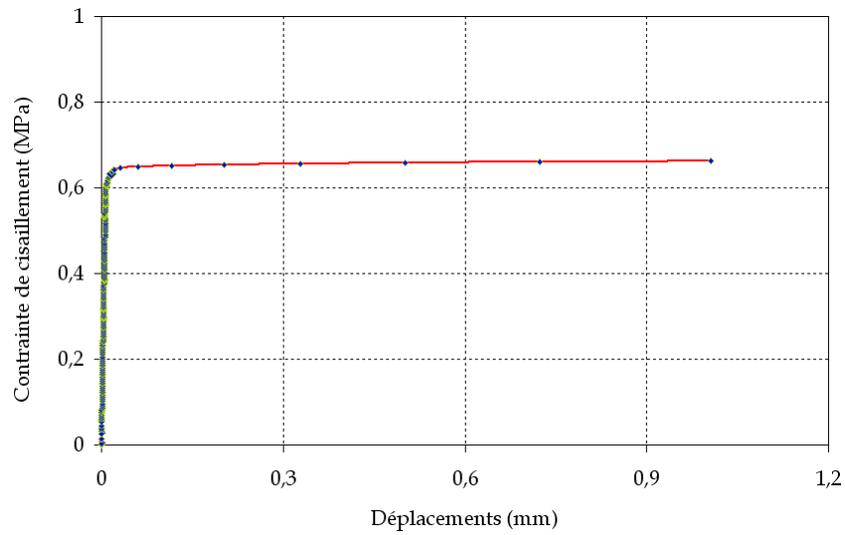


FIG. 3.43 – Résultats numériques de l'essai de cisaillement sur un assemblage de briques

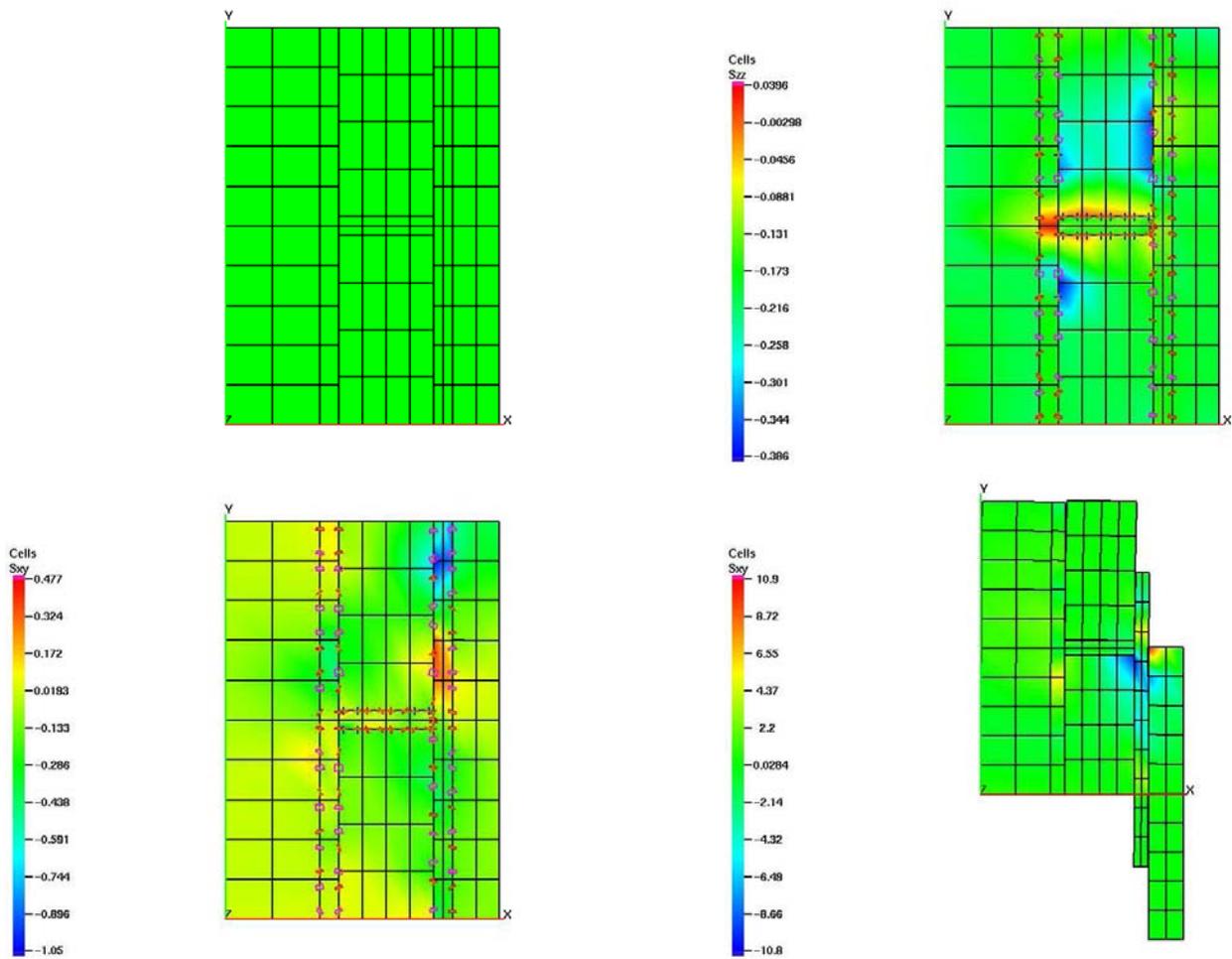


FIG. 3.44 – Évolution de la contrainte de cisaillement dans le cas d'un assemblage de briques (muret)

### 3.3.2.2 Simulation du comportement d'un mur soumis à une compression diagonale : Essai RILEM

Nous nous intéressons dans cette section à la modélisation numérique de l'essai de compression diagonale montré sur la figure. 3.45. Cet essai consiste à encastrer un coin du mur et à appliquer une charge uniformément répartie sur un sabot (corps très rigide) qui est placé sur le coin opposé du mur. La force est évolutive pendant le temps de chargement jusqu'à la rupture du panneau en maçonnerie.

Les dimensions du mur sont choisies d'après les recommandations techniques fixées par la RILEM [59] concernant l'essai de compression diagonale sur un mur. Les panneaux doivent être représentatifs, carrés et possèdent une longueur égale au moins à quatre fois la longueur d'une brique. Pour nos simulations numériques nous avons appliqué les mêmes conditions aux limites, de chargement et de géométrie que celles utilisées lors des expériences effectuées par Gabor [36] sur les murs en maçonnerie.

Dans notre étude et pour des raisons de simplicité (voir les paragraphes précédents), nous avons considéré un mur composé de briques pleines alors que Gabor [36] a utilisé des briques creuses. Les dimensions de ces dernières sont de  $210 \times 50\text{mm}^2$ , l'épaisseur du joint utilisé est de  $10\text{mm}$ . Dans ce cas le mur possède les dimensions de  $870 \times 840\text{mm}^2$  (figure.3.46). Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour les simulations numériques sont résumées dans le tableau 3.6 ci-dessous.



FIG. 3.45 – *Machine d'essai expérimental*

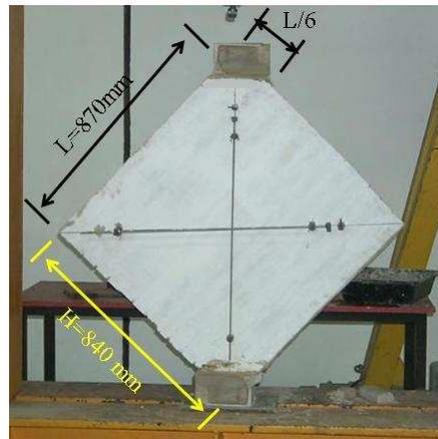


FIG. 3.46 – Dispositif expérimental : Mur soumis à l'essai de compression diagonale

	Module élastique (MPa)	Coefficient de Poisson
Brique	16700	0,15
Mortier	1028	0,125

TAB. 3.6 – Propriétés mécaniques élastiques utilisées pour la modélisation du mur d'après [36]

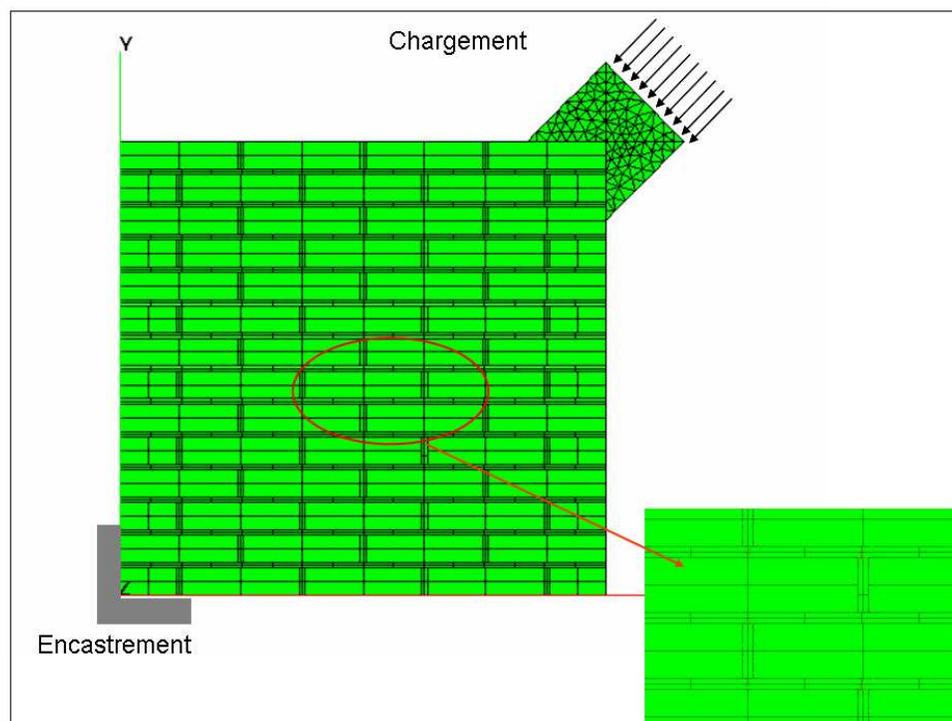


FIG. 3.47 – Maillage du mur

Pour la modélisation du mur nous avons opté pour des éléments finis de type quadrangle

(Q4), le mur est composé avec 217 corps, briques et joints de mortier, ceci correspond à un nombre total de 868 éléments finis. Nous avons choisi le même principe de contact entre les différents corps que précédemment, ceci est schématisé plus en détail sur la figure. 3.47.

Avant de se lancer dans la présentation des différents résultats obtenus par les simulations que nous avons effectuées, nous tenons d'abord à exposer brièvement les résultats expérimentaux obtenus par Gabor [36] sur l'essai en question. Pour plus de détails nous renvoyons le lecteur aux travaux de l'auteur.

Il s'agit de deux essais de compression diagonale sur deux murs réalisés dans les mêmes conditions. Les courbes montrées sur la figure 3.48 représentent la force  $F$  appliquée sur le sabot en fonction de  $(L - L_0)/L_0$  avec  $L$  et  $L_0$  qui sont respectivement la longueur finale et initiale de la diagonale comprimée sous l'effet de la compression diagonale. Nous pouvons clairement constater un écart remarquable sur les forces ultimes mesurées pour les deux murs qui vaut environ 17%. Cette dispersion de résultats peut être expliquée par le fait que la résistance à la rupture est conditionnée par la tenue au cisaillement de l'interface brique-mortier. A ce niveau, la distribution moins uniforme des têtes du mortier dans les creux des briques influence la grandeur des contraintes de cisaillement.

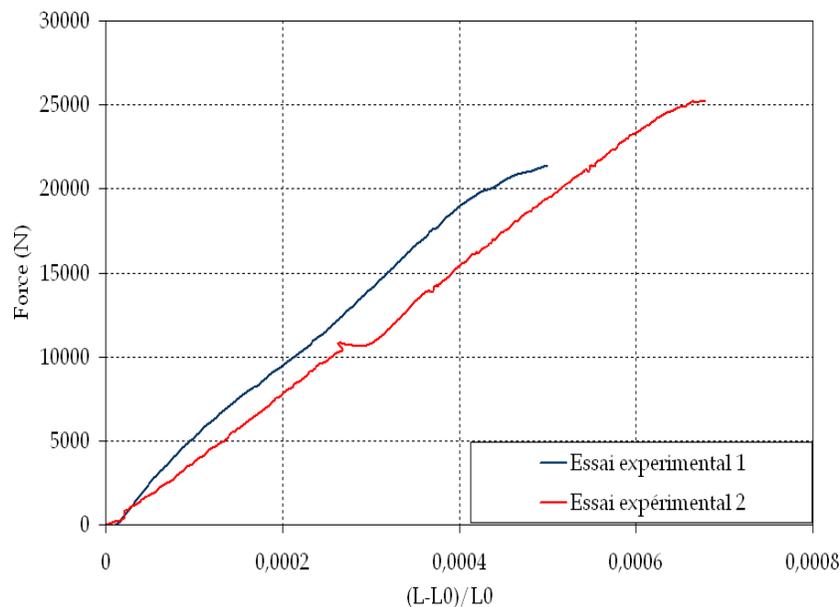


FIG. 3.48 – Évolution de la déformation suivant les diagonales comprimées d'après Gabor [36]

Pour modéliser les interfaces dans le mur nous avons pris en compte la loi d'adhésion RCCM au niveau de l'interface brique-mortier et également au niveau de l'interface mortier-mortier. Nous allons les noter respectivement  $adh1$  et  $adh2$ . Il faut préciser qu'il est primordial de modéliser chaque joint de mortier horizontal avec plusieurs corps. Ce choix est légitime car dans la réalité comme on peut l'observer sur le mode de rupture de ces murs la fissure traverse le mur tout au long de la diagonale (figure. 3.56). Cependant, les corps composant les

joint de mortier sont en contact via des noeuds de contact possédant une loi d'adhésion *adh2*.

Nous avons dans un premier temps recalé les différents paramètres de ces deux lois à l'échelle locale, sur les cas traités dans la section précédente en fonction des essais expérimentaux présentés dans le chapitre 2 sur les triplets en briques pleines. Nous allons ensuite établir une étude comparative des paramètres du modèle d'interface proposé ainsi que des propriétés mécaniques des matériaux. Pour cela, nous les faisons varier et nous regardons leur influence sur le comportement global des maçonneries. De manière plus précise, nous allons étudier les influences dues à la variation des paramètres de la loi suivants  $C_N$ ,  $C_T$ ,  $b$ ,  $w$ . Nous étudions de plus l'influence du coefficient  $\theta$  de la  $\theta$ -méthode et nous allons également nous intéresser à l'influence due à la variation des caractéristiques des matériaux, à savoir les modules élastiques de la brique et du mortier.

#### a) Influence des paramètres $C_N$ et $C_T$

Dans ce paragraphe, nous conservons les valeurs indiquées dans le tableau 3.7 pour les deux lois. On fait varier seulement les valeurs de  $C_N$  et  $C_T$ , les raideurs initiales de la liaison interfaciale normale et tangentielle respectivement pour la loi d'adhésion *adh2*. Les résultats des deux simulations montrées sur la figure 3.49 sont obtenus pour une valeur de  $C_N$  et  $C_T$  égale à  $0.3 \times 10^8 N/m^3$  pour le premier test et  $0.08 \times 10^8 N/m^3$  pour le deuxième. La valeur de  $\theta$  est fixé à 0.55.

	$\mu$	$b \text{ N.s.m}^{-1}$	$w \text{ J/m}^2$	$C_N \text{ N/m}^3$	$C_T \text{ N/m}^3$
<i>adh1</i>	0.2	0	$0.9 * 10^{-6}$	$0.01 * 10^{+8}$	$0.01 * 10^{+8}$
<i>adh2</i>	0.2	0	$0.9 * 10^{-6}$	–	–

TAB. 3.7 – Paramètres des lois d'adhésion *adh1* et *adh2*

Comme nous pouvons le voir sur les courbes d'évolution de la force  $F$  en fonction de  $(L - L_0)/L_0$ , la présence importante des fluctuations ne nous permet pas de faire une comparaison précise ni d'ailleurs en tirer des conclusions sur ce cas de figure. Nous pensons tout simplement que ceci est dû essentiellement aux effets dynamiques qui peuvent induire ce genre de comportement bien qu'on traite le problème en quasi-statique. En effet, cette hypothèse est très envisageable pour un tel test de compression diagonale sur mur ayant un taille de dimensions réelles. Cependant, nous pouvons éviter ce genre de problème d'un point de vue numérique en jouant sur les valeurs de  $\theta$ . Effectivement, le résultat trouvé (figure 3.50) est très impressionnant, lorsqu'on passe de  $\theta = 0.55$  à  $\theta = 1$ .

Nous pouvons observer clairement la disparition presque totale des oscillations sur les deux tests (figure 3.50). Il ne faut pas s'étonner du fait qu'il en existe encore quelques-unes lorsqu'on dépasse une force de  $15KN$ . Dans cette situation les fluctuations ne sont plus produites

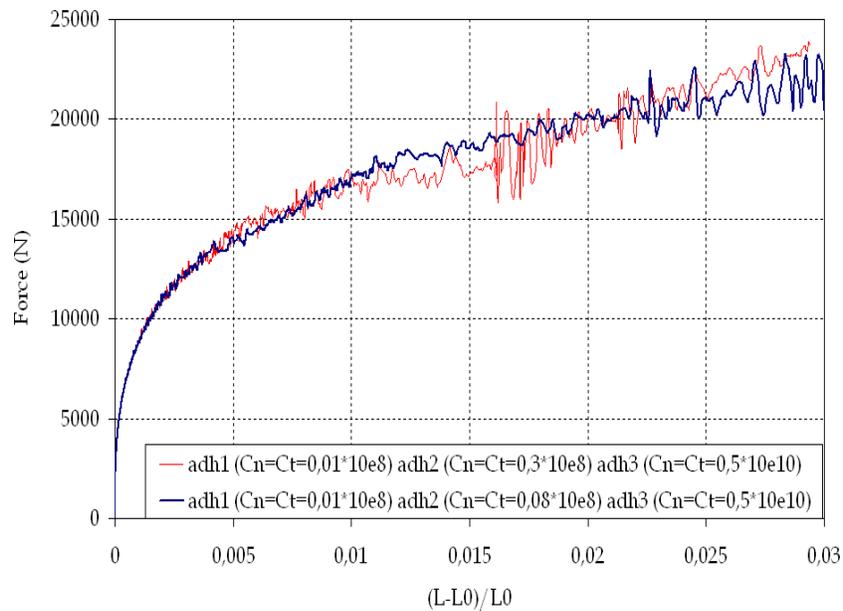


FIG. 3.49 – Essai de compression diagonale : Influence des paramètres de la loi adh2 sur le comportement du mur dans le cas  $\theta=0.55$

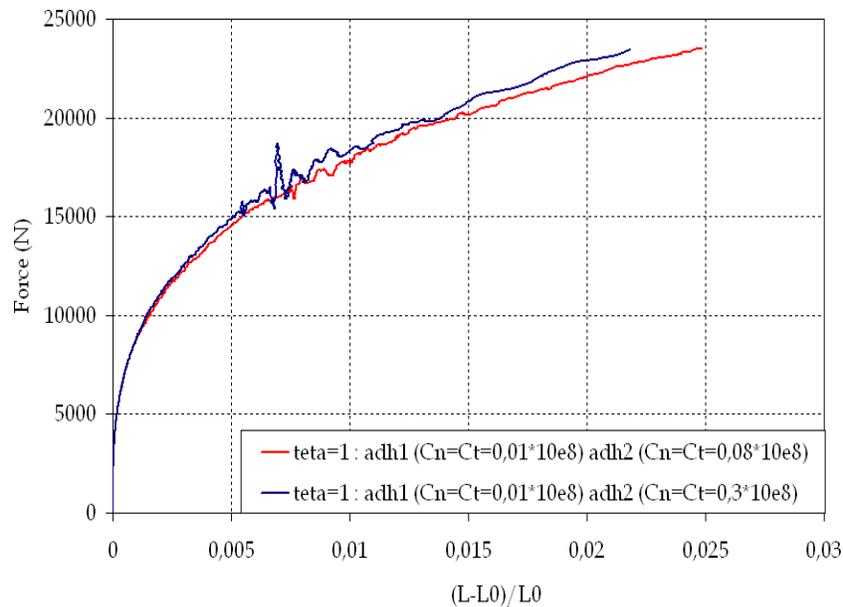


FIG. 3.50 – Essai de compression diagonale : Influence des paramètres de la loi adh2 sur le comportement global du mur dans le cas où  $\theta = 1$

par les effets dynamiques mais sont plutôt dues à l'endommagement voire même à la rupture totale de certains noeuds de contact. Évidemment, ceci a été observé dans les endroits où les concentrations de contraintes sont les plus importantes.

D'après notre analyse, la différence d'intensité sur les oscillations concernant les deux cas tes-

tés (figure 3.50) se traduit pour des ruptures locales différentes. Dans le cas où les paramètres de la loi *adh2* ( $C_N = C_T = 0.3 \times 10^8 N/m^3$ ) sont beaucoup plus grands par rapport à ceux de la loi *adh1* ( $C_N = C_T = 0.01 \times 10^8 N/m^3$ ), nous sommes en présence de deux interfaces dont l'une est très rigide par rapport à l'autre. En effet, nous avons constaté une rupture brutale puisque la valeur de l'intensité d'endommagement  $\beta$  varie rapidement. Contrairement au deuxième cas où la différence entre les valeurs de  $C_N$  et  $C_T$ , pour les deux lois *adh1* et *adh2*, n'est pas très grande. L'ensemble du mur a des interfaces avec plus au moins les mêmes rigidités et une variation de l'intensité de  $\beta$  plus lente. Ceci induit forcément une rupture plus homogène au niveau local.

En réalité, le joint de mortier est composé d'un seul corps. Il nous semble logique dans cette configuration de choisir pour la loi d'adhésion *adh2*, qui relie les différents corps qui compose le joint du mortier horizontal, des valeurs des paramètres  $C_N$  et  $C_T$  nettement plus grandes que celles de la loi d'interface brique-mortier. En conséquence, dans la suite de nos simulations nous allons devoir nous fixer les valeurs des paramètres pour les deux lois qui sont résumées dans le tableau .3.8 suivant :

	$\mu$	b $N.s.m^{-1}$	w $J/m^2$	$C_N$ $N/m^3$	$C_T$ $N/m^3$
<i>adh1</i>	0.2	0	$0.9 * 10^{-6}$	$0.01 * 10^{+8}$	$0.01 * 10^{+8}$
<i>adh2</i>	0.2	0	$0.9 * 10^{-6}$	$0.3 * 10^{+8}$	$0.3 * 10^{+8}$

TAB. 3.8 – Paramètres des lois d'adhésion *adh1* et *adh2*

### b) Influence de $\theta$

Nous résumons ici ce que nous avons dit plus haut à propos d'influence du paramètre  $\theta$  sur l'ensemble du comportement. Les courbes de la figure. 3.51 nous montrent seulement une comparaison entre deux simulations effectuées avec des paramètres identiques des lois *adh1* et *adh2* cités ci-dessus (tableau .3.8) pour deux valeurs de  $\theta$  de 0.55 et 1.

### c) Influence de l'énergie de Dupré $w$

Pour cette simulation, nous conservons les mêmes valeurs des paramètres des lois *adh1* et *adh2* comme indiqués dans le tableau .3.8. Mais nous allons faire varier uniquement le paramètre  $w$  de l'énergie de Dupré. Nous considérons les trois valeurs de  $w$  suivantes :  $0.9 \times 10^{-6} J/m^2$ ,  $0.9 \times 10^{-4} J/m^2$  et  $0.9 \times 10^{-2} J/m^2$ . Nous pouvons constater sur les courbes (figure. 3.52) que l'apparition des oscillations est négligeable lorsque l'énergie  $w$  est plus faible. D'ailleurs c'est cette valeur que nous avons pris en compte dans les simulations précédentes et que nous pensons également la plus adaptée pour traiter nos problèmes.

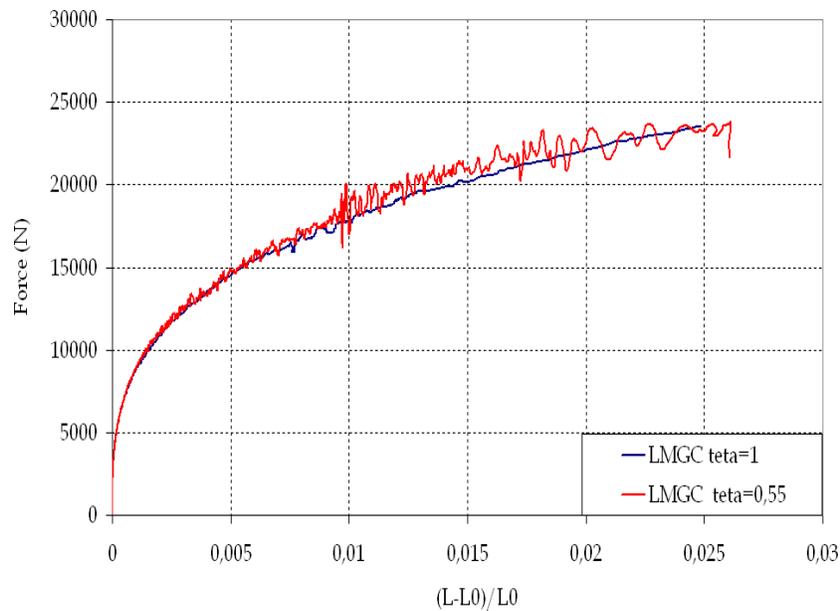


FIG. 3.51 – Influence de  $\theta$  sur le comportement global du mur

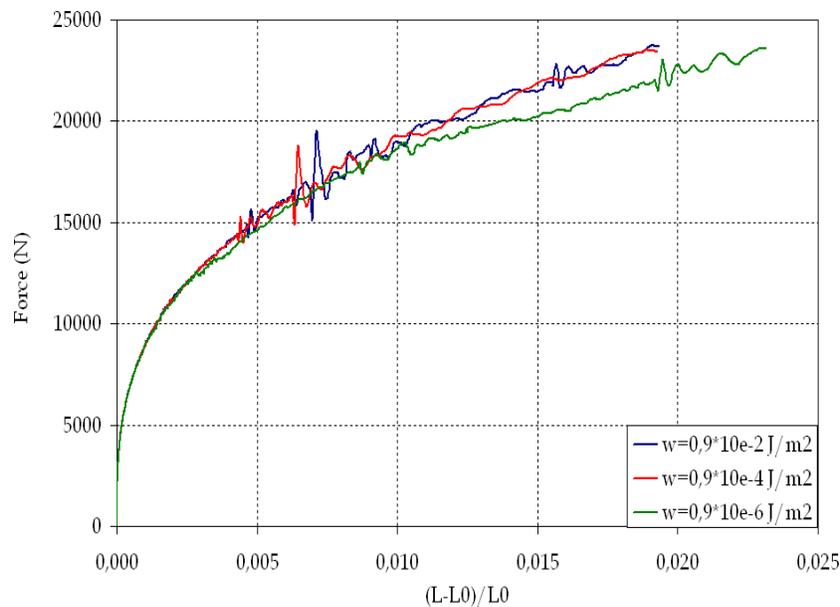


FIG. 3.52 – Influence de l'énergie de Dupré  $w$  sur le comportement global du mur

#### d) Influence du coefficient de viscosité $b$

Toujours dans le but d'évaluer la sensibilité du modèle d'interface RCCM à la variation des paramètres, nous nous sommes préoccupé cette fois-ci d'analyser l'influence de la viscosité de l'interface. Nous faisons des simulations pour trois valeurs différentes du coefficient de viscosité  $b$  suivantes :  $0,1 \text{ Nsm}^{-1}$ ,  $0,01 \text{ Nsm}^{-1}$  et  $0,001 \text{ Nsm}^{-1}$ .

La superposition des différentes courbes (figure .3.53) nous permet de distinguer des résul-

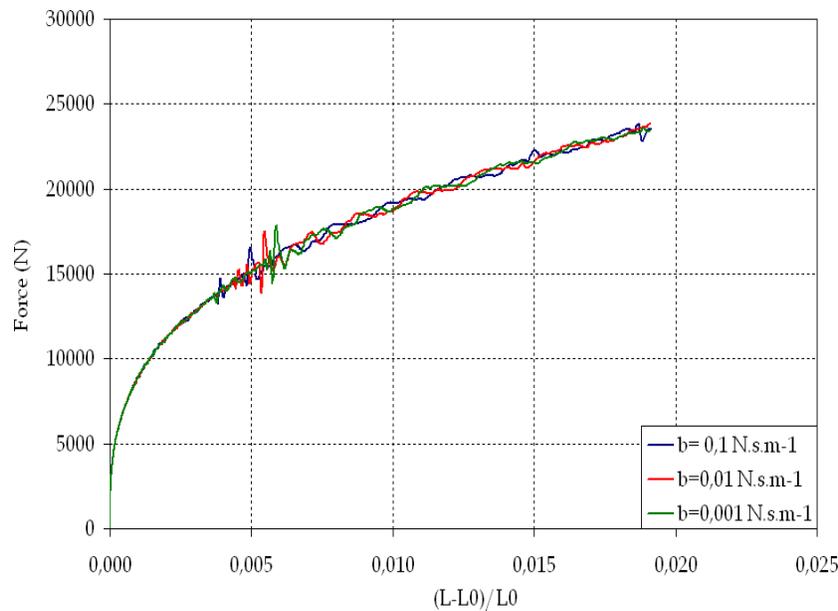


FIG. 3.53 – Influence du coefficient de viscosité sur le comportement global du mur

tats très similaires pour le trois cas étudiés. Notre choix de prendre en compte de faibles valeurs pour le coefficient de viscosité s’explique par l’absence de viscosité dans le cas des structures en maçonnerie de par la composition des matériaux. En résumé le paramètre  $b$  n’a pas d’influence sur le comportement global du mur en maçonnerie dans la gamme que nous avons étudiée.

A présent nous allons nous intéresser à l’étude de l’influence des paramètres mécaniques élastiques des matériaux sur la globalité du comportement des murs en maçonneries. Dans la série de simulations qui suit sur le mur nous utilisons les mêmes valeurs des paramètres des deux lois d’adhésions  $adh1$  et  $adh2$  que ceux indiqués dans le tableau .3.8. Dans un premier temps, nous allons tester l’influence du module élastique du mortier. En second lieu, nous aborderons l’influence du module élastique de la brique.

#### e) Influence du module élastique du mortier

La comparaison des courbes (figure 3.54), entre un premier test avec la valeur du module élastique obtenue expérimentalement pour le mortier  $E_m$  et un deuxième test pour une valeur de  $E_m$  dix fois plus grande, donne une réponse surprenante. On aurait tendance à croire que si on augmente la rigidité du mortier ceci augmente la rigidité de l’ensemble. Mais dans le cas présent ce n’est pas ce que nous avons obtenu. On peut expliquer ce résultat de la manière suivante; l’augmentation de  $E_m$  conduit à une augmentation de la fragilité du mur due aux zones de contact internes au mortier.

#### e) Influence du module élastique de la brique

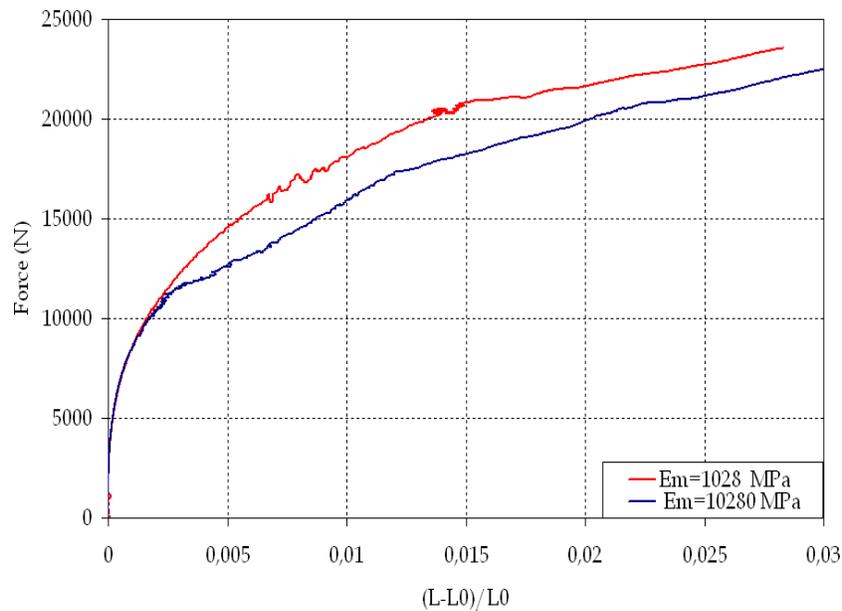


FIG. 3.54 – Influence du module élastique du mortier sur le comportement global du mur

Pour analyser l'influence des paramètres mécaniques de la brique sur l'ensemble du comportement, nous avons effectué quatre simulations pour des valeurs variables du module élastique de la brique  $E_b$ . Donc nous considérons un cas avec la valeur expérimentale de  $E_b$  et  $10 \times E_b$ ,  $100 \times E_b$  et  $1000 \times E_b$ . Les résultats des simulations des quatre cas respectifs sont montrés par les courbes suivantes : (figure 3.55).

Malgré l'utilisation d'une valeur de  $\theta = 1$  pour les différents cas testés ceci n'a pas évité l'apparition des fluctuations. Elles sont de plus en plus importantes lorsqu'on augmente la valeur du module élastique de la brique. En effet, prendre des modules élastiques des briques importants rend la structure d'une part plus rigide et d'autre part plus massive. Il est connu que les effets dynamiques sont plus importants dans une structure massive que dans le cas des structures légères. En conclusion, on voit encore la présence des oscillations à cause de ces raisons.

Nous n'avons pas beaucoup de moyens de comparer les résultats du modèle d'interface proposé pour les maçonneries avec des résultats expérimentaux. Les résultats évoqués plus haut des essais expérimentaux de Gabor [36] concernent les murs en briques creuses. Naturellement, il n'y a pas lieu à comparaison. Les seules remarques qu'on voudrait souligner sont qu'à l'échelle globale d'une structure on obtient des comportements différents entre les maçonneries conçues avec des briques creuses et les maçonneries conçues avec des briques pleines. Comme nous pouvons le constater l'écart entre les grandeurs de déformations  $(L - L_0)/L_0$  est très grand. Les déformations sont plus importantes dans le cas des briques pleines ce qui nous paraît raisonnable, puisque dès que l'on atteint la limite de rupture, les briques glissent entre elles. Or pour les briques creuses, les picots résistent au comportement de cisaillement, comme nous l'avons déjà montré dans l'étude expérimentale, alors les déformations sont moins importantes.

On peut cependant exposer les modes de ruptures obtenus sur des simulations numérique du

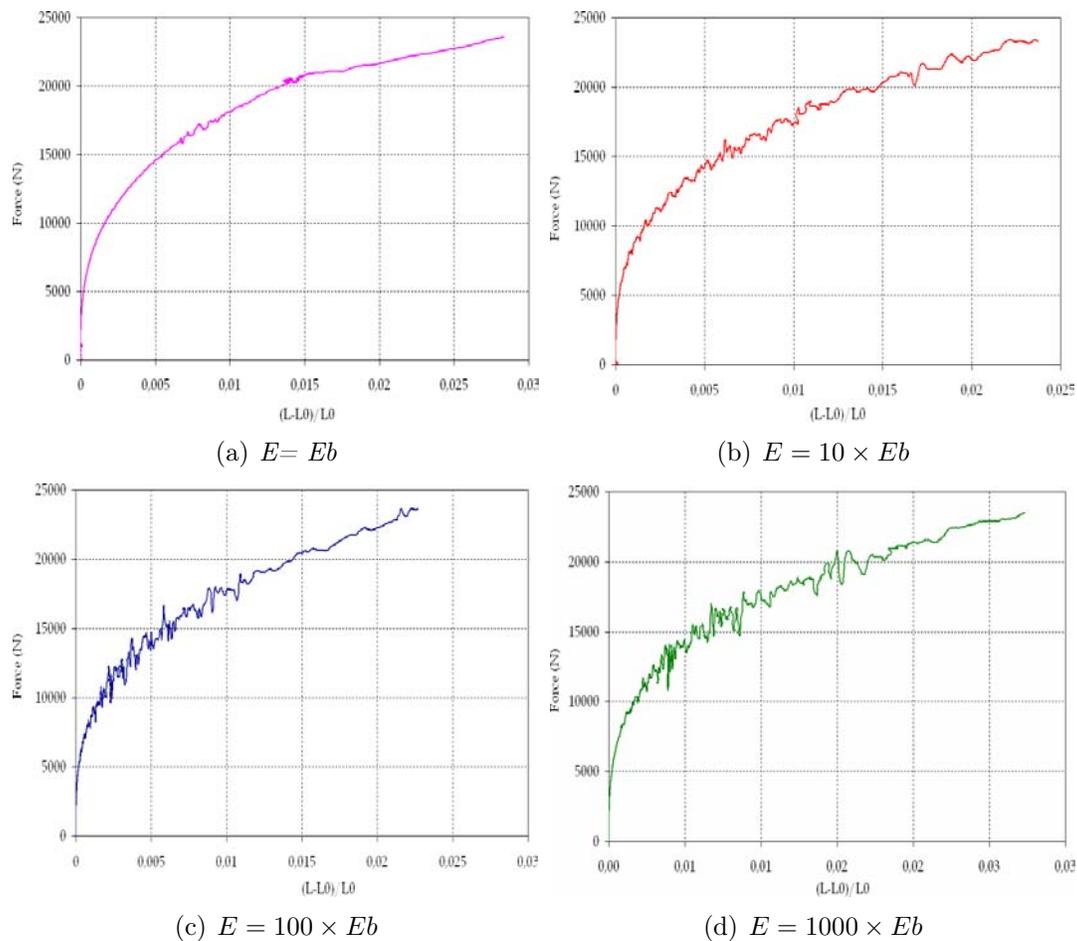
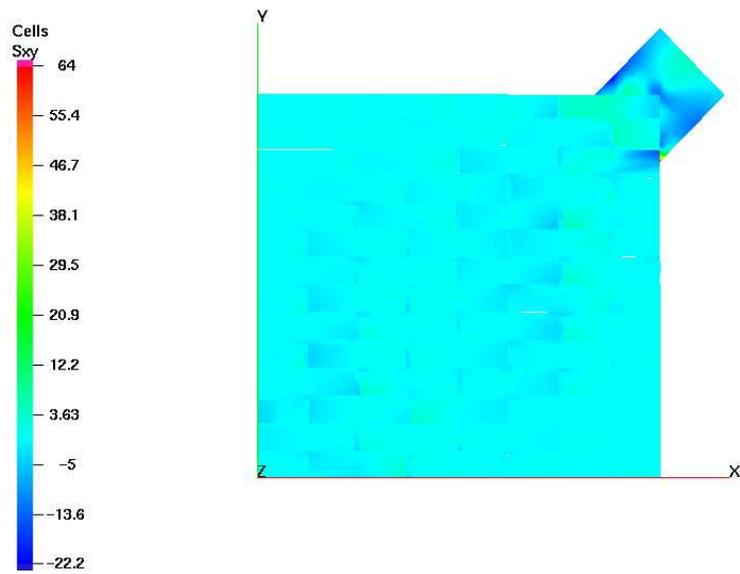
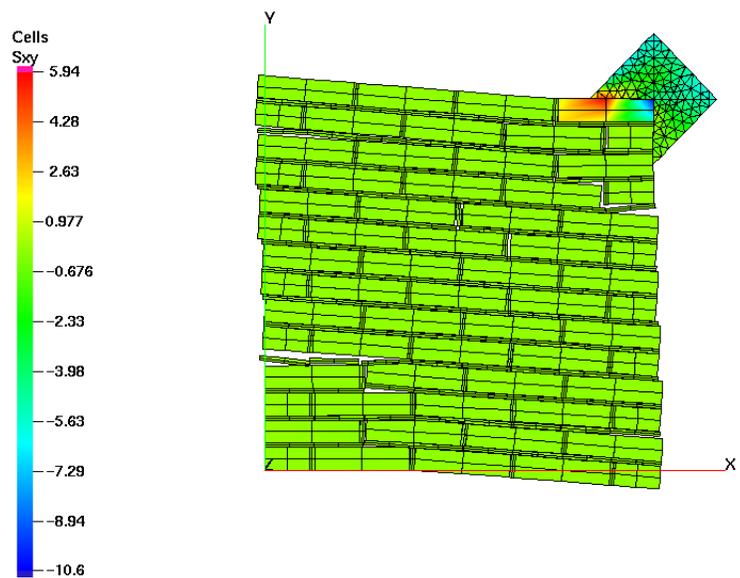


FIG. 3.55 – Influence du module élastique de la brique sur le comportement global du mur

mur en maçonnerie. Nous tenons à rappeler que les modes de rupture des maçonneries sous l'effet d'une compression diagonale sont pratiquement identiques pour le cas des murs composés avec des briques creuses ou pleines. Généralement, nous observons la propagation d'une fissure le long de la diagonale comprimée. Cette fissure est produite pour la concentration des contraintes de cisaillement sur la diagonale (figure 3.56).



(a)



(b)



(c)

FIG. 3.56 – Modes de rupture d'un mur sous l'effet d'une compression diagonale, (a) et (b) : Evolution de la rupture : réponse numérique, (c) : Essai expérimental [36]

### 3.3.2.3 Simulation du comportement d'un mur soumis à une charge verticale uniformément répartie et à une charge ponctuelle horizontale sur le bord supérieur

On analyse dans cette dernière partie de ce chapitre les modes de rupture obtenus pour des simulations numériques sur la structure schématisée sur la figure. 3.57. L'étude expérimentale a été effectuée par [51]. L'essai consiste à appliquer deux chargements (tableau. 3.9) en deux temps sur la partie supérieure du mur qui est très rigide de sorte à éviter les effets locaux dus aux chargement. On commence par appliquer une charge de confinement verticale, cette dernière va être maintenue constante en parallèle de l' application de la seconde charge ponctuelle horizontale.

Numéro d'essai	charge de confinement verticale $KN$	charge horizontale $KN$
Essai 2	120	65

TAB. 3.9 – *Chargement du mur d'apres [51]*

Nous avons constaté que ces modes de rupture sont semblables à ceux obtenus par les essais expérimentaux [51]. Finalement, Ce type de chargement induit également des fissurations le long de la diagonale comme le montre la figure 3.57.

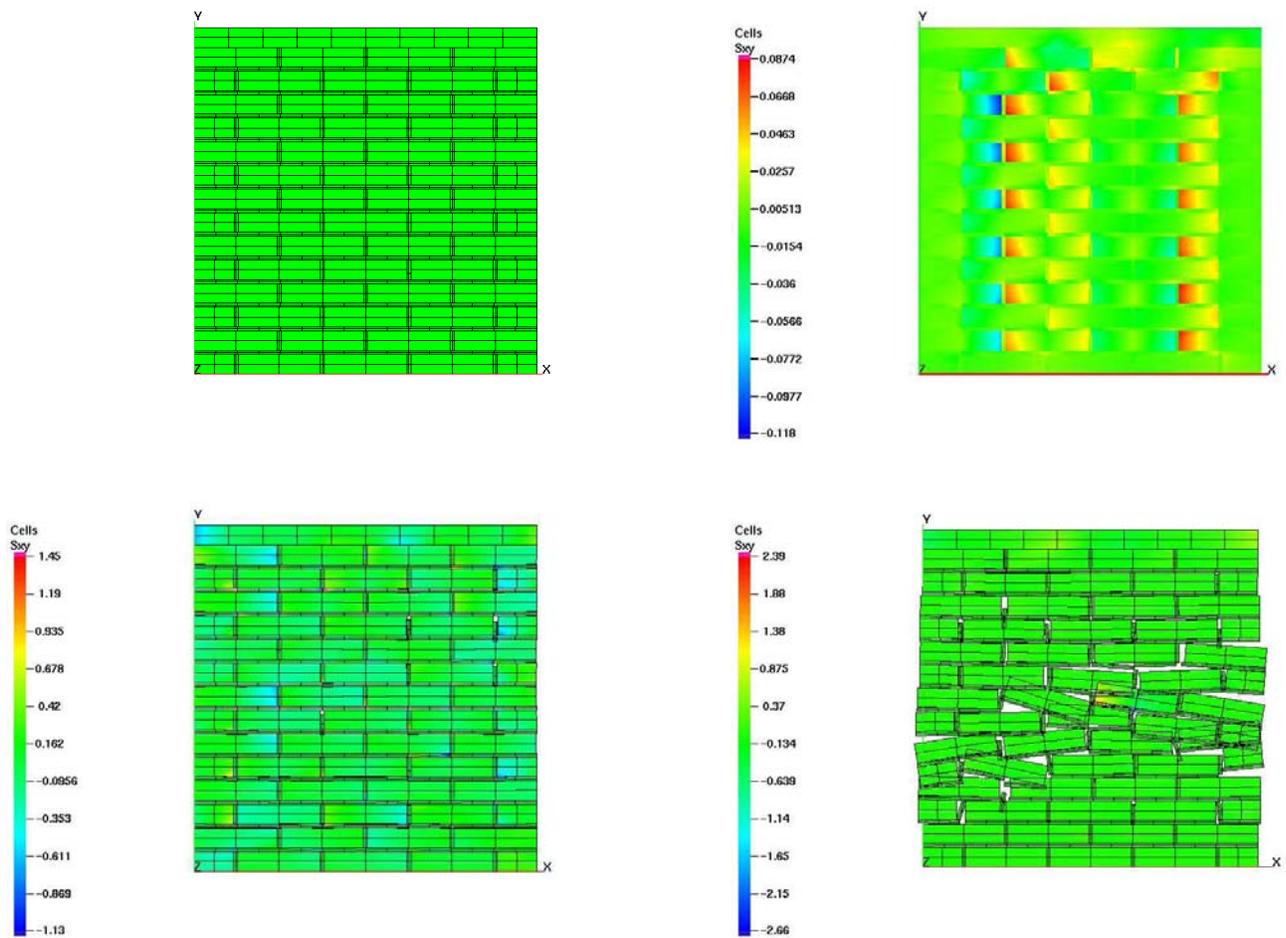


FIG. 3.57 – Modes de rupture d'un essai sur un mur : Compression verticale et déplacement imposé

### 3.3.3 Conclusion et synthèse

Nous avons mis en évidence dans cette partie la modélisation numérique du comportement aux cisaillement, à la compression diagonale, . . . des maçonneries à plusieurs niveaux d'échelle tels que :

1. triplets de briques creuses et pleines
2. couplets de briques creuses et pleines
3. essai RILEM de compression diagonale sur un mur
4. assemblage de briques (muret)
5. mur sous chargement complexe

Ceci a été fait par la prise en compte d'un modèle endommageable qui gouverne le comportement sensible des interfaces (RCCM).

La confrontation des résultats obtenus expérimentalement avec ceux obtenus par les simulations numériques que nous avons effectuées avec le logiciel LMGC90 sont dans la plupart des cas très encourageants.

En conclusion, le modèle RCCM et le logiciel LMGC90 se sont montrés capables de modéliser le comportement des diverses structures testées. Signalons toutefois les défauts de cette modélisation qui sont liées à :

- un nombre de paramètres élevé à caractériser
- l'utilisation de pas de temps très petits



# Conclusion générale et perspectives

Dans ce travail nous avons abordé la modélisation des interfaces dans les structures maçonnées. Notre contribution concerne les aspects expérimentaux et numériques.

Du point de vue expérimental, nous avons essayé d'analyser le rôle de l'interface sur des structures élémentaires de deux et trois briques. La simplicité de ces structures nous a permis de découpler au maximum les effets dus à l'interface des effets de structure et d'échelle. Ce travail expérimental a mis en évidence des comportements très différents pour des briques creuses et des briques pleines.

En ce qui concerne les briques pleines les principales conclusions que nous pouvons extraire des expériences sont les suivantes :

- dans le domaine élastique le comportement est très rigide jusqu'à la limite de la rupture.
- à partir de la contrainte maximale le comportement est fragile.

Pour les briques creuses nous avons pu constater que :

- dans le domaine élastique le comportement est également très rigide
- avant la rupture totale le comportement est caractérisé par une phase d'adoucissement suivi d'un mouvement de glissement entre les briques adjacentes.

Dans un second temps, notre contribution a consisté à mettre en oeuvre un outil de modélisation et de prédiction numériques. Notre choix s'est porté sur le modèle RCCM que nous avons utilisé dans une version simplifiée avec viscosité nulle. Il s'agit d'un modèle qui prend en compte des variations de rigidité de l'interface par l'intermédiaire d'un paramètre d'endommagement dont les variations sont contrôlées par un seuil énergétique (énergie de Dupré) et les sauts de déplacements au niveau de l'interface. Ce modèle est implémenté dans le code LMGC90 développé conjointement par le LMGC (Montpellier) et le LMA (Marseille).

Un premier travail a consisté à identifier les paramètres du modèle RCCM à partir des expériences réalisées dans la première partie de notre étude. Nous avons mis en évidence :

1. des jeux de paramètres différents pour les briques pleines et les briques creuses
2. la nécessité d'utiliser plusieurs jeux de paramètres pour les briques creuses suivant si les zones correspondent à des picots de mortier ou non
3. enfin, la possibilité de modéliser des ruptures ayant lieu non pas au niveau de l'interface mais à l'intérieur du mortier.

Une deuxième partie de notre contribution dans le domaine de la modélisation numérique a consisté, à partir des jeux de paramètres précédemment définis, à modéliser deux structures déjà étudiées dans la littérature. Cette étude a permis de mettre en évidence la puissance de l'outil de calcul pour la modélisation de ce type de structures.

Les perspectives à ce travail sont multiples d'un point de vue expérimental, théorique et numérique :

- d'un point de vue expérimental, il conviendrait d'étudier plus en détails les ruptures au niveau de l'interface pour les briques creuses afin de mettre mieux en évidence le rôle joué par les tétons de mortier ; de même une analyse fine de la rupture du joint de mortier est nécessaire pour aller plus avant ;
- d'un point de vue théorique, il faudrait mettre au point un modèle d'interface quasi-fragile comportant un nombre plus réduit de paramètres ; dans le même esprit, il paraît nécessaire de mettre au point un modèle de rupture du mortier
- d'un point de vue numérique, deux aspects seraient à prévoir : un aspect de modélisation de structures maçonnées complexes (ouvrages, bâtiments, . . . ) afin de montrer la faisabilité de l'outil prédictif ; enfin la mise en oeuvre d'autres lois d'interface et de rupture du joint de mortier.





# Bibliographie

- [1] ABDOU L., AMI SAADA R., MEFTAH F., MEBARKI A., Experimental investigation of the brick-mortar interface behaviour, Experimental investigation of the mortar joint in masonry structures, Mech. Research Communication, pp :xxx, 2005.
- [2] ABOUDI J., Mechanics of Composite Materials : A Unified Micromechanical Approach. Elsevier, Amsterdam, 1991.
- [3] ACARY V., Contribution a la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnées. Thèse de Mécanique, Université Aix-Marseille II, 2001.
- [4] ADDESSI D., MARFIA S., SACCO E., A plastic nonlocal damage model, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 191, pp. 1291-1310, 2002.
- [5] ANTHOINE A., In-plane behaviour of masonry. Technical Report EUR 13840 E, Commission of European Communities, JRC -Institute for Safety Technology, Ispra, Italie, 1992.
- [6] ANTHOINE A., Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory. International Journal of Solids and Structures 32(2), p. 137-163, 1995.
- [7] ANTHOINE A. MAGONETTE G., MAGENES G., Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls, in G.Duma (ed), Proc.10th European conf. on earthquake eng., Vol.3, Balkema, Rotterdam, 1995, pp.1657-1662.
- [8] BACKES H.P., On the behaviour of masonry under tension in the direction of the bed joints (in German). Dissertation, Aachen University of technology, Aachen, Allemagne, 1985.
- [9] BAKHVALOV N., PANASENKO G., Homogenization : averaging processes in periodic media. Studies in mathematics and its applications, Vol. 36, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands, 1989.
- [10] BAUDRILLER H. Approche micro mécanique et modélisation de l'usure : Application aux biomatériaux des prothèses totales de hanche. Thèse de Mécanique des Solides, Université Aix-Marseille II, 2003.
- [11] BINDA L., FONTANA, A., ET FREIGERIO, G., Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics, in : Proc. 8th Int. Brick and Block Masonry Conf., eds. J.W. de Courcy, Elsevier Applied Science, London, UK, p.205-216, 1988.
- [12] CANGÉMI L., COCOU M., RAOUS M., Adhesion and friction model for the fiber/matrix interface of a composite, Proceedings ESDA 96- ASME, July 1-4, Montpellier.

- [13] CAROL I., RIZZI E., WILLIAM K., On the formulation of isotropic and anisotropic damage, in : Computational Modelling of Concrete Structures, Balkema, Rotterdam, pp. 183-192, 1998.
- [14] CAROL I., BAZANT Z.P., Damage and plasticity in microplane theory, *Int. J. Solids Struct.* 34 (29), pp. 3807-3835, 1997.
- [15] CASOLO S., Rigid element model for non-linear analysis of masonry façades subjected to out-of-plane loading. *Communications in Numerical Methodes in Engineering* 15 (7), p. 457-468, 1999.
- [16] CASOLO S., Modelling the out-plane seismic behaviour of masonry walls by rigid elements. *Earthquake Eng. and Struct. Dynamics* 29(12), p. 1797-1813, 2000.
- [17] CASOLO S., Modelling in-plane micro-structure of masonry walls by rigid elements, *Inter J. of Sol and Struct.*, 41, pp. 3625-3641, 2004.
- [18] DE BUHAN P., DE FELICE G., A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 45(7), p. 1085-1104, 1997.
- [19] CECCHI A., SAB K., Out of plane model for heterogeneous periodic materials : the case of masonry, *European Journal of Mechanics and Solids* 21, p. 715-746, 2002.
- [20] CHETOUANE B., DUBOIS F., VINCHES M., BOHATIER C., NSCD Discrete element Method for modeling masonry structures, *International Journal for Numerical Methods in Enineering* 22, p. 1-30, 2005.
- [21] CHRISTENSEN R.M., *Mechanics of composite materials*. John Wiley and Sons, New York, 1980.
- [22] CLUNI F., GUSELLA V., Homogenization of non-periodic masonry structures, *International Journal of Solids and Structures* 41, p. 1911-1923, 2004.
- [23] CUNDALL P.A., A computer model for simulating progressive large scale movements in block rock systems, In *Proc. Symp. Int. Soc. of Rock Mech.*, Nancy, Vol. I, papier n :II-8, 1971.
- [24] DEL PIERO G., Constitutive equation and compatibility of the external loads for linearly elastic masonry-like materials, *Meccanica* 24, 150-162, 1989.
- [25] DER PLUIJM R. V., Material properties of masonry and its components under tension and shear. *Proc. 6th Canadian Masonry Symposium*, eds V.V Neis, Saskatoon, Saskatchewan, Canada : 675-686, 1992.
- [26] DHANASERKAR M., PAGE A. W., KLEEMAN P. W., The failure of brick masonry under biaxial stresses. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 2, 79 ,p. 295-313, 1985.
- [27] Dragon A., Mroz Z., A continuum model for plastic-brittle behaviour of rock and concrete, *Int. J. Solids Struct.* 33(8), pp. 121-137, 1979.
- [28] DRUCKER D.C, GIBSON R.E, HENKEL D.J, Soil mechanics and work hardening theories of plasticity. *Trans. ASCE*, 122, p.338-346, 1957.
- [29] DUPAIN R., LANCHON R., SAINT-ARROMAN J.C., *Granulats, Sols, Ciments et Bétons*, Ed CASTEILLA, Paris, 1995.

- [30] ERNST M., Untersuchungen Zun Tragverhalten von bewehrten mauerwerk aus hochlochzieghn research reports ; VDI series 4, No 137. Dusseldorf : VDI Verlag, 1997.
- [31] EL HARROUNI K., Reducing vulnerability of the cultural heritage by re-discovering and re-evaluating local seismic cultures, World conference on Disaster Reduction, 18-22 January, Kobe, Hyogo, Japan, 2005.
- [32] FEENSTRA P.H, ET DE BORST R., A plasticity model and algorithm for model-I cracking in concrete. *Inter. J. for Numerical Methods in Engineering*, 38, pp. 2509-2529, 1995.
- [33] FEENSTRA P.H, ET DE BORST R., A composite plasticity model for concrete. *Inter. J. of solids and Struct.* , 33, pp. 707-730, 1996.
- [34] FORMICA G., SANSALONE V., CASCIARO R., A mixed solution strategy for the nonlinear analysis of brick masonry walls, *J. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 191, pp. 5847-5876, 2002.
- [35] FRÉMOND M. Adhérence des solides, *J. Méc. Théor. Appl.*, 6, 383-407. 1987.
- [36] GABOR A., Contribution à la caractérisation et à la modélisation des maçonneries non-renforcées et renforcées par matériaux composites, Thèse de génie civil, Université Claude Bernard Lyon 1, 2002.
- [37] GAMBAROTTA G., LAGOMARSINO S., 1997, Damage models for the seismic response of brick masonry walls. Part I : The mortar joint model and its applications, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 26, 423-439, 1997.
- [38] GAMBAROTTA G., LAGOMARSINO S., 1997, Damage models for the seismic response of brick masonry walls. Part II : The continuum model and its application, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 26, 441-462, 1997.
- [39] GIAMBANCO G., DI GATI L., A cohesive interface model for the structural mechanics of block masonry, *Mechnaics Research Communications*, 24(5), pp.503-512, 1997.
- [40] GIAMBANCO G., RIZZO S., SPALLINO R., Numerical analysis of masonry structures via interface models, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 190, pp. 6493-6511, 2001.
- [41] HILSDORF H.K., Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression, in : *Designing, engineering and constructing with masonry products*, eds. F.H. Johnson, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, USA, p. 34-41, 1969.
- [42] HOFFMANN G. SCHUBERT P., Compressive strength of masonry parallel to the bed joints, in : *Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf.*, eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1453-1462, 1994.
- [43] HENDRY A., SINHA B., DAVIES S., *Design of Masonry Structures*, E et FN Spon, an imprint of Chapman Hall, 2-6 Boundary Row, London SF1 8HN, UK, first edition. ISBN 0-419- 1500-3, 1997.
- [44] JEAN M., MOREAU J.J., Unilaterality and dry friction in the dynamics of rigid body collections. In : Curnier A. (Ed) *Contact Mechanics International Symposium*. Presses Polytechn. et Universit. Romandes, Lausanne, 31-48, 1992.
- [45] JEAN M. Frictional contact in rigid or deformable bodies : numerical simulation of geomaterials. p : 463-486, Amsterdam. Elsevier Science Publisher.

- [46] KAWAI T., New discrete models and their application to seismic response analysis of structures. *J. Nuclear Eng. and Design* 48, p.207-229, 1978.
- [47] LEMAITRE J., CHABOCHE J.L., *Mechanics of Solids Materials*, Cambridge University Press, Cambridge, MA, 1990.
- [48] LEMOS J.V., Discrete element modelling of the seismic behaviour of stone masonry arches. In: Pande G et al. (eds). *Comput. Methods in Struct. Masonry*, London : 4 E et FN Spon, p. 220-227, 1998.
- [49] LOFTI H., SHING P., Interface model applied to fracture of masonry structures, *J. of Struct Eng.* 120(1), pp.63-80. ASCE, 1994.
- [50] LOURENÇO P.B., Analysis of masonry structures with interface elements : Theory and application. Report 03-21-22-0-01, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands, 1994.
- [51] LOURENÇO P.B., Computational Strategies for Masonry Structures. PhD thesis, Technical University Delft. Delft University Press, The Netherlands, ISBN 90-407-1221-2, 1996.
- [52] LOURENÇO P.B., ROTS J.G., A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures. *J. of Ing. Mech.* 123(7), pp. 660-668, 1997.
- [53] LOURENÇO P.B., Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry. In : Roca P et al. (eds) *Structural Analysis of historical Constructions II*. Barcelona : CIMNE. p.57-91, 1998.
- [54] LOURENÇO P.B., BARROS J.O., OLIVEIRA J.T., Shear testing of stack bonded masonry, *Const. and Buil. Materials*, pp : 125-132, 2004.
- [55] LUBLINER J., *Plasticity Theory*, Macmillan, New York, 1990.
- [56] LUCIANO R., SACCO E., Homogenisation technique and damage model for old masonry material, *Inter J. of Sol and Struct*, 34(24), pp. 3191-3208, 1997.
- [57] LUCIANO R., SACCO E., A damage model for masonry structures, *Eur. J. Mech., A/Solids*, 17 (2), pp. 285-303, 1998.
- [58] LUMB5 Short-term shear test for the interface between the masonry unit and mortar or moisture-insulating interlayer, Technical report, RILEM, 1991.
- [59] LUMB6 Diagonal tensile strength tests of small wall specimens. Technical report, RILEM, 1994.
- [60] MANN W., BETZLER M., Investigation on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry, in : *Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf.*, eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1305-1313, 1994.
- [61] MANN W. ET MULLER H., Schubtragfähigkeit von gemauerten windnachweises, Berlin : Ernst Sohn. In : *Manerwerk-Kalender* 10, pp.95-114, 1985.
- [62] MANN W. MULLER H., Untersuchungen Zum Tragverhalten von querkraft beanspruchten Mauerwerk, dissertation, armastadt Polytechnic, 1974.
- [63] MAZARS J., PIJAUDIER-CABOT G., Continuum damage theory - application to concrete, *J. Engrg. Mech.* 115, pp. 345-365, 1989.

- [64] MOULINEC H., SUQUET P., A numerical method for computing the overall response of nonlinear composites with complex microstructure, *Computer Meth. Appl. Mech. Engng.* 157, p. 69-94, 1998.
- [65] MOREAU J.J. On unilateral constraints, friction and plasticity. In Capriz G. et Stampacchia G., éditeur, *New variational techniques in mathematical physics*, p : 175-322. CIME II ciclo 1973, Edizioni Cremonese.
- [66] MOREAU J.J. Unilatéral contact and dry friction in finite freedom dynamics. In J.J. MOREAU et P.D.PANAGIOTOPOULOS, éditeurs : *Nonsmooth Mechanics and Applications*, chapitre CISM Courses and Lectures, vol.302, pages 1-82. Springer-Verlag, 1988.
- [67] MOREAU J.J., Contact et frottement en dynamique des systèmes de corps rigides, *Rev. Europ. des Eléments Finis* 9, 9-28, 2000.
- [68] MICHEL J.C., MOULINEC H., SUQUET P., Effective properties of composite materials with periodic microstructure : a computational approach. *J. Comput Methods in Applied Mechanics and Eng.* 172, p. 109-143, 1999.
- [69] NF EN 772-1 Norme européenne, norme française : Méthode d'essai des éléments de maçonnerie, Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression 2001.
- [70] NF EN 1052-3 Norme européenne, norme française : Méthode d'essai de la maçonnerie, Partie 3 : Détermination de la résistance initiale au cisaillement 2003.
- [71] OLIVEIRA D.V., LOURENÇO P.B., Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements, *J. Comput and Struct.* 82, pp. 1451-1461, 2004.
- [72] PART M., La modélisation des ouvrages, p 592.
- [73] PLUIJM R.V.D., Out of plane bending of masonry behaviour. Ph.D. Thesis. Eindhoven University of Technology, The Netherlands, 1999.
- [74] PAGE A.W., The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc. Instit. Civ. Engrs.*, Part 2, 71, p. 893-906, 1981.
- [75] PAGE A.W., The strength of brick masonry under biaxial compression-tension. *Int. J. Masonry Constr.* , 3(1) , p.26-31, 1983.
- [76] PAGE A. W., Finite element model for masonry, *J. Struct. Eng, ASCE* 104, 1267-1285, 1978.
- [77] PANDE G.N., LIANG J.X., MIDDLETON J., Equivalent elastic moduli for unit masonry, *Comput. and Geotechnics* 8, p. 243-265, 1989.
- [78] RAMOS LF., Experimental and numerical analysis of historical masonry structures. Msc Thesis. Universidade do Minho : Guimaraes, Portuguese, 2002.
- [79] RAOUS M. CANGÉMI L. COCOU M. Un modèle couplant adhérence et frottement pour le contact entre deux solides déformables, *C.R. Acad. Sci. Paris, Mécanique de solide et des structures*, p :503-509, 1997.
- [80] SAUSSINE G. Contribution a la modélisation de granulats tridimensionnels : Application au ballast. Thèse de Mécanique, Université Montpellier II, 2001.

- [81] SAXCE G., FENG Z.Q. The bipotentiel method : a constructive approach to design the complete contact law with friction and improved numerical algorithms. *Mathl. Comput. Modelling*, 28(4-8) : 225-245, 1998.
- [82] STANKOWSKI T., STANKOWSKI T., RUNESSON K., STURE S., Fracture and slip of interfaces in cementitious composites, *J. Eng. Mech. (ASCE)* 119 (2), 292-314, 1993.
- [83] STAINIER L. DUBOIS F. PEYROUX R. Matlib, une bibliothèque portable de modèles constitutifs pour la mécanique non-linéaire des solides : concepts et implémentation. 16ème Colloque national en calcul des structures. Giens. p :20-23. Mai 2003.
- [84] SUQUET P., Elements of Homogenization for Inelastic Solid Mechanics, In E. Sanchez-Palencia, A. Zaoui (eds), *Homogenization Techniques for Composite Media. Lecture Notes in Physics* n :272. Springer-Verlag. Berlin. p.193-278, 1987.
- [85] TOY Y., YOSHIDA S., Numerical simulation of nonlinear behaviours of two-dimensional block structures, *Comput. and Struct.* 41 (4), p. 593-603, 1991.
- [86] URBANSKI A., SZARLINSKI J., KORDECKI Z., Finite element modelling of the behaviour of masonry walls and columns by homogenization approach. In : *Computer Methods in Structural Masonry -3.B and J Inter*, p. 32-41, 1995.
- [87] VAN DER PLUIJM R. V., Material properties of masonry and its components under tension and shear. *Proc. 6th Canadian Masonry Symposium*, eds V.V Neis, Saskatoon, Saskatchewan, Canada : 675-686, 1992.
- [88] VERMELTFOORT A., RAIJMAKERS T., Deformation controlled tests in masonry shear walls, Part 2, Report tue/bko/93.08, Eindhoven University of technology, 1993.
- [89] WESCHE K. ILANTZIS A., General recommendations for methods of testing load bearing walls. *Materials and Structures, RILEM*, 13(78), p.433-445, 1980.
- [90] ZUCCHINI A., LOURENÇO P.B., A micro-mechanical for homogeisation of masonry. *Int. J.Solids Struct.* 39, 3233-3255, 2002.
- [91] ZUCCHINI A., LOURENÇO P.B., A coupled homogenisation-damage model for masonry cracking, *Computer and Structures* 82, p. 917-929, 2004.





# ANNEXE A

## Introduction de données dans LMG90

Pour créer un exemple avec LMG90, il faut suivre une procédure standard qui nécessite d'abord la création d'un répertoire (ou dossier) celui ci nous allons le nommer par exemple "JOB". Ce repertoire "...JOB" doit obligatoirement contenir les sous-répertoires suivants :

... JOB/DATABOX  
... JOB/DISPLAY  
... JOB/OUTBOX

1. le sous-répertoire DATABOX contient tous les fichiers de données concernant le problème à traiter.
2. le sous-répertoire OUTBOX contient les fichiers résultats de sortie
3. le sous-répertoire DISPLAY contient les informations (résultats) graphiques. Plus précisément, il contient tous les fichiers gmv qui nous permettent de visualiser les résultats graphiques.

Les fichiers de données sont :

... JOB/DATABOX/COMMAND.DAT  
... JOB/DATABOX/BODIES.DAT  
... JOB/DATABOX/BULK\_BEHAV.DAT  
... JOB/DATABOX/DOF.INI  
... JOB/DATABOX/DRV\_DOF.DAT  
... JOB/DATABOX/TACT\_BEHAV.DAT  
... JOB/DATABOX/Vloc\_Rloc.INI  
... JOB/DATABOX/MODELS.DAT  
... JOB/DATABOX/GPV.INI

**Remarque** : Dans les fichiers qui possèdent l'extension *.INI* on introduit les conditions initiales uniquement. Les fichiers de sortie qui sont en même temps les fichiers de résultats sont :

```
... JOB/OUTBOX/COMMAND.DPL
... JOB/OUTBOX/BODIES.OUT
... JOB/OUTBOX/BULK_BEHAV.OUT
... JOB/OUTBOX/DOF.LAST
... JOB/OUTBOX/DRV_DOF.OUT
... JOB/OUTBOX/TACT_BEHAV.OUT
... JOB/OUTBOX/Vloc_Rloc.LAST
... JOB/OUTBOX/Rnod.OUT.00p
... JOB/OUTBOX/DOF.OUT.00p
... JOB/OUTBOX/GPV.LAST
```

Les fichiers standards de sortie dans le sous répertoire DISPLAY sont :

```
... JOB/DISPLAY/DISPLAYED_GMV
... JOB/DISPLAY/gmv.out.00p
```

**Remarque** : Les fichiers qui possèdent l'extension *.OUT* sont les mêmes fichiers qui se trouvent dans le sous-répertoire *DATABOX*.

La définition de l'ensemble de ces fichiers est donnée dans les tableaux suivants :

Nom du fichier	Désignations
COMMAND.dat	<p>C'est le fichier principal. Il va être scanné par un autre fichier qui se trouve dans les sources du code nommé "JMNR.90". En fonction des mots clés qui sont spécifiés par l'utilisateur dans ce fichier certaine routine vont être activées pour lancer le programme. Il contient les informations suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- les pas de temps</li> <li>- le temps final</li> <li>- la limite inférieure des pas de temps</li> <li>- la limite supérieure des pas de temps</li> <li>- les nombres d'itérations d'équilibre de Newton à partir desquels on estime avoir bien et mal convergé</li> <li>- le nombre d'incrément pendant lequel on étudie la convergence</li> <li>- la valeur <math>\theta</math> de l'intégration temporel ...</li> </ul>
BODIES.DAT	<p>On décrit toutes les informations géométriques du problème</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- les coordonnées des noeuds du maillage</li> <li>- les coordonnées des noeuds de contact et leur désignation candidat ou antagoniste</li> <li>- type du corps (rigide ou déformable)</li> <li>- type des modèles physiques des éléments quadrangles avec 4 noeuds, les triangles à 3 noeuds. ...</li> <li>- les lois de comportement associées aux matériaux utilisés</li> <li>- le choix des lois d'adhésion attribuées aux éléments en contact</li> </ul>
<i>BULK_BEHAV.DAT</i>	<p>On définit les paramètres des matériaux utilisés. Exemple :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>U_{mas}</math> : masse volumique</li> <li>- <math>E_{young}</math> : Module d'élasticité</li> <li>- <math>Crit</math> : critère de rupture choisi ...</li> </ul>
DOF.INI	<p>On définit les conditions initiales en fonction des problèmes traités</p>
DRV_DOF.DAT	<p>On définit les degrés de libertés imposés pour les noeuds concernés. Exemple :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- les conditions aux limites</li> <li>- les conditions de chargement en vitesse ou en force</li> </ul>
TACT_BEHAV.DAT	<p>On définit :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- les lois d'interaction entre les différents corps en contact</li> <li>- les contacts possibles entre les corps</li> </ul>
MODELS.DAT	<p>Dans ce fichier on attribue le modèle physique choisi pour les éléments. Exemple :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <i>MECAx</i> pour les modèles mécaniques</li> <li>- <i>THERx</i> pour les modèles thermiques</li> </ul>

TAB. 10 – Fichiers nécessaires pour créer un exemple avec LMG90

Nom du fichier	Désignations
GPV.LAST	Ce fichier nous donne les informations aux points de Gauss des éléments notamment : <ul style="list-style-type: none"> <li>– le tenseur des contraintes</li> <li>– le tenseur des déformations</li> <li>– les déformations plastiques cumulées</li> <li>– la valeur des contraintes de von Mises</li> </ul>
Vloc_Rloc.LAST	Il nous donne tous les résultats liés aux noeuds de contact tels que : <ul style="list-style-type: none"> <li>– les réactions tangentielle et normale</li> <li>– l'évolution du paramètre de l'endommagement <math>\beta</math></li> <li>– les vitesses</li> <li>– les sauts de déplacement suivant les deux directions principales</li> </ul>
DOF.OUT.00p	Il nous donne les déplacements et les vitesses des noeuds du maillage
Rnod.OUT.00p	Il nous donne les réactions des noeuds de maillage
gmv.out.00p	Ces fichiers nous permettent de visualiser les résultats graphiquement. Ils nous donnent les renseignements suivants : <ul style="list-style-type: none"> <li>– les déplacements suivant les directions principales</li> <li>– les contraintes (isovaleurs)</li> <li>– les déformées ...</li> </ul>

TAB. 11 – *Les fichiers de sortie (résultat) pour un exemple créer avec LMGC90*



**Résumé :** Le but de cette thèse est la modélisation des interfaces dans des structures maçonnées en prenant en considération les principaux phénomènes mécaniques qui gouvernent leur rupture tels que l'adhésion, le glissement, le frottement, l'endommagement. Dans cette optique, nous avons mené dans la première partie de ce travail une étude expérimentale sur les différents composants de la maçonnerie à savoir les briques et le mortier et sur des prismes de maçonnerie composés de deux et de trois briques (pleines et creuses) connectées par des joints du mortier afin de déterminer les caractéristiques mécaniques de chaque matériau ainsi que les lois de comportement de ces structures. Le comportement mécanique observé sur les différents couplets et triplets composés de briques pleines et de briques creuses testés est caractérisé par un comportement très rigide dans le domaine élastique. Lorsque la contrainte maximale est atteinte on obtient un comportement fragile sur les prismes en briques pleines, contrairement à la réponse des prismes en briques creuses qui est caractérisé par un comportement d'adoucissement suivi par un mouvement de glissement entre les briques adjacentes. La dispersion des résultats obtenus sur les mêmes types de prismes conduit à des modes de ruptures très variables. Cependant, nous avons distingué deux types de fissures. Soit les fissures sont développées au niveau des interfaces brique-mortier soit les fissures sont produites au niveau de l'interface brique-mortier et au niveau du mortier simultanément. Au niveau de ces interfaces se développent des non linéarités qui fragilisent le comportement de l'ensemble jusqu'à la rupture totale. La seconde partie de ce travail est dédiée à la modélisation numérique du comportement de ces structures maçonnées à l'aide du code de calcul LMGC90. Plus précisément, la validation d'un modèle d'interface RCCM qui prenne en compte ces non linéarités notamment l'endommagement. Nous avons commencé par valider ce modèle d'interface à l'échelle locale sur les assemblages testés expérimentalement. Ensuite, nous avons élargi l'application du modèle RCCM à d'autres structures (murs de diverses tailles). Les résultats obtenus nous ont permis de mettre en évidence la puissance de l'outil de calcul à reproduire le comportement de ce type de structure.

**Mots clés :** Interface, maçonnerie, endommagement, adhésion, rupture, modélisation, expérimental, cisaillement.

**Abstract :** The purpose of this thesis is the modelling of interfaces in masonry structures by taking into account mechanical phenomena which govern their rupture such as adherence, sliding, friction, damage. For this issue, we carried out an experimental study in the first part of this study on various masonry components : bricks ; mortar and bricks assemblies composed of two or three bricks (full and hollow) bonded by mortar joints in order to define the mechanical characteristics of each material, and to describe the behaviour of these masonry structures. The mechanical behaviour observed on different couplet and triplet composed of full and hollow bricks tested is characterized by a very rigid behaviour in elastic domain. When the maximum pressure is reached we obtain a fragile behaviour on prisms in full bricks, in opposite to the prisms composed by hollow bricks which is characterized by a softening behaviour and by a sliding movement between adjacent bricks. The dispersion of obtain results on the identical assemblies induces totally different rupture modes, however we differentiated two fissures types. These fissures are developed at the brick-mortar interfaces level or there are produced at brick-mortar interface and at the mortar level of at the same time. At the level of these interfaces some non-linearities are developed and they weaken the behaviour of this structure to complete rupture. The second part of this work is devoted to the numerical modelling of the behaviour of these masonry structures by using the LMGC90 software. More precisely, the validation of the RCCM model of interface which takes into account this non-linearities such as damage. We started the validation of the interface model in the local size on samples tested experimentally. Then, we enlarged the application of the RCCM model on other structures (walls of various sizes). Obtained results allowed us to put in an obvious place the power of the computational tool to reproduce the behaviour of this type of structure.

**Key words :** Interface, masonry, damage, adhesion, rupture, modelling, experimental, shearing.

