



HAL
open science

Renforcement de la maçonnerie historique par les composites TRM

Nadia Tarifa

► **To cite this version:**

Nadia Tarifa. Renforcement de la maçonnerie historique par les composites TRM. Génie civil. INSA de Toulouse, 2023. Français. NNT : 2023ISAT0044 . tel-04523939

HAL Id: tel-04523939

<https://theses.hal.science/tel-04523939>

Submitted on 27 Mar 2024

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

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



THÈSE

En vue de l'obtention du
DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE
Délivré par l'Institut National des Sciences Appliquées de
Toulouse

Présentée et soutenue par
Nadia TARIFA

Le 8 décembre 2023

**Renforcement de la maçonneries historique par les composites
TRM**

Ecole doctorale : **MEGEP - Mécanique, Energétique, Génie civil, Procédés**

Spécialité : **Génie civil**

Unité de recherche :

LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse

Thèse dirigée par
Frederic DUPRAT et Zakaria Ilyes DJAMAI

Présidente de jury
Pr. Sylvie YOTTE

Jury

Pr. Sofiane AMZIANE, Rapporteur
Pr. Sylvie YOTTE, Rapporteur
Dr. Fazia FOUCHAL, Examinatrice
Dr. Jean-Patrick PLASSIARD, Examineur
Pr. Frederic DUPRAT, Directeur de thèse
Dr. Zakaria Ilyes DJAMAI, Co-directeur de thèse

RESUME

Les murs en maçonnerie sont particulièrement vulnérables aux forces de cisaillement importantes s'exerçant pendant les tremblements de terre, en raison de leur faible résistance à la traction et de l'hétérogénéité de leurs matériaux. C'est pour cette raison que la communauté scientifique accorde une attention croissante à l'étude des méthodes potentielles visant à assurer la durabilité de ces structures. Il est tout aussi crucial, compte tenu des défis actuels liés au réchauffement climatique, de renforcer les structures existantes au lieu de les démolir et de les reconstruire.

Le travail de recherche présenté dans cette thèse vise à développer les connaissances sur les paramètres pouvant améliorer les performances des renforts à matrices minérales renforcées par des fibres (TRM) utilisés pour la réhabilitation et la réparation des murs en maçonnerie à l'échelle métrique. Pour ce faire, l'effet de nombreux paramètres sur le comportement en cisaillement des murs renforcés a été étudié :

- La configuration de renfort (sur la diagonale ou sur toute la surface) ;
- Le taux de renfort (avec une ou deux couches, sur une ou deux faces) ;
- La dimension des mailles (petites mailles ou grandes mailles) ;
- L'orientation des fils (fils orientés en 0 et 90°, ou fils orientés en 0, +60, 90 et -60°) ;
- La nature de la chaux (deux chaux différentes ont été utilisées).

Des essais cycliques et quasi statiques en poussée progressive jusqu'à la rupture ont été mis en œuvre dans cette étude pour se rapprocher au mieux des conditions aux limites des séismes.

La modélisation numérique accompagnant l'étude expérimentale a permis d'affiner l'analyse du comportement des murs, et pourra constituer un outil d'aide à la conception des renforcements des structures en maçonnerie.

Mots clés : Murs en maçonnerie, cisaillement, matrices minérales renforcées par des fibres (TRM), renforcement, réparation, modélisation.

ABSTRACT

Masonry walls are particularly vulnerable to significant shear forces during earthquakes due to their low tensile strength and the heterogeneity of their materials. This is why the scientific community is increasingly focusing on potential methods to ensure the durability of these structures. It is equally crucial, given the current challenges related to climate change, to reinforce existing structures rather than demolishing and reconstructing them.

The research presented in this thesis aims to enhance our understanding of parameters that can improve the performance of Textile Reinforced Mortar (TRM) used for the reinforcement and repair of masonry walls at the full-scale level. To achieve this, the effects of reinforcement configuration (diagonal or full-surface), reinforcement ratio (single or double layers, one or two sides), mesh size (small or large), wire orientation (0 and 90° or 0, +60, 90, and -60°), and lime type (two different limes were used) on the shear behavior of reinforced walls were studied.

Quasi-static in-plane and cyclic tests were used in this study to be as close as possible to seismic boundary conditions.

Additionally, a modeling approach was undertaken to complement the experimental study and provide guidance for future users interested in using it for masonry structure reinforcement.

Keywords: Masonry walls, shear, Textile Reinforced Mortar (TRM), reinforcement, repair, modeling.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : BIBLIOGRAPHIE.....	7
I. INTRODUCTION.....	7
II. COMPOSANTS DES MURS EN MAÇONNERIE	8
II.1. Brique	8
II.1.1. Histoire et contexte régional	8
II.1.2. Fabrication [14].....	9
II.1.3. Comportement	10
II.2. Mortier.....	12
II.2.1. Propriétés hygrothermiques	12
II.2.2. Fabrication [14].....	14
II.2.3. Chimie de la chaux.....	14
II.2.4. Comportement mécanique	16
III. STRUCTURES EN MAÇONNERIE	17
III.1. Typologies	17
III.2. Comportement du bloc/joint.....	19
III.3. Modes de rupture des murs en maçonnerie non armée	20
IV. RENFORCEMENT	22
IV.1. Techniques et matériaux utilisés	22
IV.1.1. Méthodes traditionnelles	22
IV.1.2. Renforcement avec les matériaux composites.....	24
IV.1.2.1. Les FRP (Fiber Reinforced Polymer).....	24
IV.1.2.2. Les Textile Reinforced Mortar (TRM).....	26
IV.2. Propriétés des TRM.....	27
IV.2.1. Les différentes matrices	28
IV.2.2. Les différents textiles	30
IV.2.2.1. Classification basée sur la nature des filaments	30
IV.2.2.2. Techniques de fabrication	32
IV.2.3. Comportement de traction.....	34
IV.2.4. Modes de rupture des TRM	35
IV.2.5. Comportement de l'interface maçonnerie/TRM	37
IV.3. Comportement de la maçonnerie renforcée à l'échelle de l'élément de structure	38
IV.3.1. Essais statiques monotones	38

IV.3.2.	Essais cycliques	41
V.	MODELISATION	44
V.1.	Modélisation des géo matériaux [18]	44
V.1.1.	L’approche micro-échelle	46
V.1.2.	L’approche macro-échelle.....	46
V.2.	Les différentes lois pour la modélisation [65].....	47
V.2.1.	Modèle élastique	47
V.2.2.	Modèle plastique.....	48
V.2.3.	Modèles d’endommagement	51
V.3.	FLUENDO3D	54
V.3.1.	Introduction [67]:.....	54
V.3.2.	Caractéristiques du modèle :	54
VI.	SYNTHESE ET CONCLUSION	56
CHAPITRE 2 : CHOIX DE LA CONFIGURATION ET DU TAUX DE RENFORT		61
I.	INTRODUCTION.....	61
II.	MATERIAUX ET METHODES.....	62
II.1.	Dimensions et fabrication des éprouvettes	62
II.2.	Matériaux	63
II.2.1.	Matériaux pour la construction	63
II.2.2.	Matériaux pour le renforcement.....	65
II.3.	Instrumentation.....	67
II.3.1.	Instrumentation principale	67
II.3.2.	Instrumentation des essais sur composite.....	68
II.3.3.	Instrumentation des essais sur mur	69
II.3.3.1.	Dispositif expérimental	69
II.3.3.2.	Préparation des murs et instrumentation.....	70
III.	ESSAIS DE TRACTION SUR LES COMPOSITES	73
III.1.	Analyse des résultats	73
III.2.	Modes de rupture.....	75
III.3.	Contribution de la DIC	76
IV.	ESSAIS SUR LES MURS	79
IV.1.	Comportement global	79
IV.2.	Comportement local	86
IV.3.	Comportement post-pic	88
V.	CONCLUSION	90

CHAPITRE 3 : CHOIX DE L'ORIENTATION DES FILS, DE LA TAILLE DES MAILLES ET DE LA CHAUX DE RENFORT		95
I.	INTRODUCTION.....	95
II.	MATERIAUX ET METHODES.....	96
II.1.	Eprouvettes d'essai.....	96
II.2.	Propriétés des matériaux	97
II.2.1.	Matériaux de construction des murs.....	97
II.2.2.	Matériaux de renforcement	97
II.3.	Méthodes	99
II.3.1.	Essais sur composites.....	99
II.3.2.	Essais sur murs.....	99
III.	RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	102
III.1.	Essai de traction monotone sur composites.....	102
III.1.1.	Effet du textile	102
III.1.2.	Effet de la matrice	105
III.1.3.	Commentaires	108
III.2.	Essais cycliques de compression-cisaillement sur murs	108
III.2.1.	Effet du textile sur le renforcement.....	108
III.2.1.1.	Courbes enveloppes	108
III.2.1.2.	Dissipation d'énergie	116
III.2.1.3.	Rigidité élastique résiduelle.....	117
III.2.1.4.	Déplacement résiduel	118
III.2.1.5.	Comportement local	119
III.2.2.	Effet de la matrice sur le renforcement	124
III.2.2.1.	Courbes enveloppes	124
III.2.2.2.	Energie dissipée	126
III.2.2.3.	Rigidité élastique résiduelle.....	127
III.2.2.4.	Comportement local	128
III.2.3.	Effet de la matrice sur la réparation	130
III.2.3.1.	Courbes enveloppes	131
III.2.3.2.	Energie dissipée	135
III.2.3.3.	Rigidité élastique	136
III.2.3.4.	Comportement local	137
IV.	CONCLUSION	139

CHAPITRE 4 : MODELISATION	144
I. INTRODUCTION.....	144
II. MODELE DE COMPORTEMENT UTILISE	145
III. ESTIMATION DES PARAMETRES DU MODELE ENDO3D.....	148
III.1. Essais sur matériaux	149
III.1.1. Essai de compression	149
III.1.1.1. Estimation expérimentale des paramètres	150
III.1.1.2. Modélisation	153
III.1.1.3. Résultats sur brique	154
III.1.1.4. Résultats sur chaux de construction.....	157
III.1.1.5. Résultats sur chaux de renfort	159
III.1.2. Essai de traction	161
III.1.2.1. Estimation expérimentale des paramètres	162
III.1.2.2. Modélisation	163
III.1.2.3. Résultats sur brique	164
III.1.2.4. Résultats sur chaux de construction.....	166
III.1.2.5. Résultats sur chaux de renfort	169
III.2. Essai sur composite de renfort.....	171
III.2.1. Composition du TRM	171
III.2.2. Ajustement des paramètres du TRM.....	171
III.2.3. Conclusion partielle	175
IV. Modélisation de la structure dans son ensemble	176
IV.1. Constitution du modèle numérique	176
IV.1.1. Maillage	176
IV.1.2. Conditions aux appuis et chargement.....	178
IV.1.3. Matériaux	178
IV.2. Résultats	179
IV.2.1. Mur non renforcé	179
IV.2.2. Mur renforcé	182
V. CONCLUSION	186
CONCLUSION GENERALE	188
BIBLIOGRAPHIE	193

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : La fabrication saisonnière des briques de terre cuite jusqu'au XIXe siècle dans la région Midi-Pyrénées [14]	10
Figure 1.2 : (a) Briques carottées 3×5 cm, (b) Briques sciées 5×5×10 cm [14].....	11
Figure 1.3 : Résultats des essais de compression sur les éprouvettes carottées [14]	11
Figure 1.4 : Adsorption/désorption des matériaux testés : (a) brique de terre cuite extrudée, (b) LM : mortier de chaux, (c) CM : mortier de ciment [20]	13
Figure 1.5 : Cycle de la chaux [21]	15
Figure 1.6 : : Résultats de l'essai de compression d'un mortier de chaux d'après plusieurs auteurs [14].....	16
Figure 1.7 : Différentes typologies de maçonnerie [22]	18
Figure 1.8 : Le pourcentage des bâtiments endommagés par le séisme de 2016 à Norcia en fonction de la nature de l'assemblage des blocs [22]	19
Figure 1.9 : Mécanismes de base de la rupture de la maçonnerie, inspiré de [26].....	20
Figure 1.10 : Modes de rupture des murs en maçonnerie sous chargement dans le plan :	21
Figure 1.11 : Les différentes matrices des matériaux composites [30].....	24
Figure 1.12 : Fiber Reinforced Polymer (FRP) [32]	25
Figure 1.13 : Textile Reinforced Mortar (TRM) [34]	27
Figure 1.14 : Loi de comportement en traction des fibres, inspiré [38].....	32
Figure 1.15 : Textile collé	34
Figure 1.16 : Loi de comportement en traction d'un composite TRM [41]	35
Figure 1.17 : Modes de rupture des TRM soumis à une traction directe [43]	36
Figure 1.18 : Rupture par délaminage des TRM [38], [44]	36
Figure 1.19 : Modes de rupture de l'interface substrat/TRM : (a) cisaillement du substrat, (b) cisaillement de la matrice inorganique, (c) glissement du textile dans la matrice, (d) rupture du textile [6]	37
Figure 1.20 : Résistance au cisaillement des murs testés sous compression diagonale	40
Figure 1.21 : Configurations et résultats des murs en maçonnerie testés [12].....	40
Figure 1.22 : Courbes enveloppes des murs testés en compression-cisaillement [5]	43
Figure 1.23 : Courbes enveloppes des murs renforcés avec des TRM une et deux couches, avec une pré compression égale à 2.5 et 10% de la résistance à la compression des murs	44
Figure 1.24 : Relation contrainte/déformation de la maçonnerie [57]	45
Figure 1.25 : (a) Micro-modèle détaillé (b) micro-modèle simplifié (c) macro-modèle	45
Figure 1.26 : Surface apparente, effective et endommagée d'un matériau.....	52
Figure 2.1 : Dimensions des murs [42]	62
Figure 2.2 : Séquence d'application du TRM aux murs en maçonnerie au laboratoire : (a) Mur non renforcé, (b) application de la couche de mortier, (c) mise en place du textile, (d) application de la seconde couche de mortier, (e) lissage de la dernière couche de mortier	63
Figure 2.3 : Dispositif d'essai de flexion et compression sur mortier de chaux.....	64
Figure 2.4 : Dimensions des éprouvettes et dispositif expérimental de l'essai de traction	68
Figure 2.5 : Dispositif expérimental pour l'essai de compression-cisaillement [42]	70
Figure 2.6 : (a) Mur renforcé sur ses diagonales et (b) mur renforcé sur toute sa surface.....	72
Figure 2.7 : Position des jauges et des extensomètres virtuels [42].....	73
Figure 2.8 : Comportement en traction des composites 1 couche et 2 couches.....	74
Figure 2.9 : Modes de rupture des composites : (a) 1C, (b) 2C	76

Figure 2.10 : Champs de déformation à la rupture (haut) et ouverture des fissures et espacement des fissures (bas) pour une éprouvette 1 couche	77
Figure 2.11 : Champs de déformation à la rupture (haut) et ouverture des fissures et espacement des fissures (bas) pour une éprouvette 2 couches	78
Figure 2.12 : Courbe force/déplacement des différents murs	79
Figure 2.13 : Modes de rupture des murs : (a) glissement de joint + fissure diagonale (MNR), (b) flambement (Mur en X), (c) fissure diagonale et (d) délaminage (1F1C, 2F1C et 1F2C) .	82
Figure 2.14 : Déformation principale avec la DIC pour les mur MNR, Mur X et Mur 1F2C.	85
Figure 2.15 : Comparaison du comportement force/déformation de la diagonale tendue des différents murs pour les deux techniques (DIC/Jauges).....	88
Figure 2.16 : Comportement post-pic de la diagonale tendue des murs renforcés	89
Figure 3.1 : Dimensions des murs.....	96
Figure 3.2 : Les textiles utilisés : (a) PZ700, (b) verre AR et, (c) EQ Grid	97
Figure 3.3 : Dispositif expérimental de l'essai cyclique de compression-cisaillement(a) : face arrière non renforcée du mur, (b) face avant renforcée du mur	102
Figure 3.4 : Déplacement imposé.....	102
Figure 3.5 : Effet du textile sur le comportement en traction des composites	103
Figure 3.6 : Modes de rupture des TRM avec différents textiles : (a) PM-C, (b) GM-C, (c) EQ-C.....	104
Figure 3.7 : Effet de la matrice sur le comportement en traction des composites	105
Figure 3.8 : Modes de rupture des composites : (a) Chaux1-C, (b) Chaux2-C.....	107
Figure 3.9 : Courbes hystérésis : Effet du textile	109
Figure 3.10 : Paramètres étudiés dans une hystérésis	110
Figure 3.11 : Courbes enveloppes : Effet du textile.....	111
Figure 3.12 : Hystérésis d'un mur renforcé montrant que pendant la phase élastique, le déplacement résiduel est négligeable	111
Figure 3.13 : Modes de rupture des murs testés : (a) MNR, (c) MR-PM-C1, (e) MR-GM-C1, (g) MR-EQ-C1 (face renforcée à gauche et face non renforcée à droite)	115
Figure 3.14 : Energie dissipée : Effet du textile.....	117
Figure 3.15 : Rigidité élastique (Ke) : Effet du textile.....	118
Figure 3.16 : Déplacement résiduel : Effet du textile	119
Figure 3.17 : Position de l'extensomètre virtuel.....	120
Figure 3.18 : Déformation de la diagonale 1 de : (a) MNR, (b) MR-PM-C1, (c) MR-GM-C1, (d) MR-EQ-C1	121
Figure 3.19 : Comparaison de la diagonale 1 des trois murs renforcés	123
Figure 3.20 : Courbe d'hystérésis du MR-EQ-C1 et du MR-EQ-C2.....	124
Figure 3.21 : Courbes enveloppes : Effet de la chaux.....	125
Figure 3.22 : Rupture du MR-EQ-C2 sur la diagonale 2	126
Figure 3.23 : Energie dissipée : Effet de la matrice	127
Figure 3.24 : Rigidité élastique : Effet de la matrice	128
Figure 3.25 : Comparaison de déformation sur diagonales du MR-EQ-C1 et MR-EQ-C2..	129
Figure 3.26 : Ruptures dans la liaison des fils multidirectionnels du textile EQ Grid.....	130
Figure 3.27 : Modes de rupture des murs avant réparation de la diagonale 2 des deux murs : (a) MRé-EQ-C1, (b) MRé-EQ-C2	131
Figure 3.28 : Courbes hystérésis des murs réparés : (a) MRé-EQ-C1 et (b) MRé-EQ-C2...	132
Figure 3.29 : Courbes enveloppes des murs réparés	133
Figure 3.30 : Courbes enveloppes du MR-EQ-C2 et MRé-EQ-C2	134
Figure 3.31 : Energie dissipée cumulée des murs : MNR, MR-EQ-C2 et des murs réparés	136
Figure 3.32 : Rigidité élastique des murs MNR, MR-EQ-C2 et des murs réparés.	137
Figure 3.33 : Déformation des diagonales 1 du MRé-EQ-C1 et du MRé-EQ-C2	139

Figure 4.1 : Eprouvette de brique (gauche) et éprouvette de chaux (droite).....	149
Figure 4.2 : Position des extensomètres virtuels sur les éprouvettes cylindriques	150
Figure 4.3 : Paramètres en compression pour le modèle ENDO3D.....	152
Figure 4.4 : Maillage des éprouvettes cylindriques sur Cast3m	153
Figure 4.5 : Courbes de contrainte/déformation axiale et radiale des éprouvettes de brique testées en compression	154
Figure 4.6 : Calage des paramètres en compression des éprouvettes de brique	156
Figure 4.7 : Courbes de contrainte/déformation axiale et radiale des éprouvettes de chaux testées en compression	157
Figure 4.8 : Calage des paramètres en compression des éprouvettes de chaux	158
Figure 4.9 : Courbes de contrainte/déformation axiale et radiale des éprouvettes de chaux de renfort testées en compression	159
Figure 4.10 : Ajustement des paramètres en compression des éprouvettes de chaux de renfort	160
Figure 4.11 : Dispositif de l'essai de flexion sur éprouvettes 4×4×16.....	162
Figure 4.12 : Calcul de l'énergie de fissuration Gft	163
Figure 4.13 : Maillage des éprouvettes prismatiques sur Cast3m.....	164
Figure 4.14 : Courbes force/flèche des éprouvettes de brique testées en flexion 3 points....	165
Figure 4.15 : Ajustement des paramètres de traction sur Cast3m des éprouvettes de brique	165
Figure 4.16 : Courbes force/flèche des éprouvettes de chaux de construction testées en flexion 3 points.....	167
Figure 4.17 : Ajustement des paramètres de traction sur Cast3m des éprouvettes de chaux de construction	168
Figure 4.18 : Courbes force/flèche des éprouvettes de chaux de renfort testées en flexion.	169
Figure 4.19 : Ajustement des paramètres de traction sur Cast3m des éprouvettes de chaux de renfort	170
Figure 4.20 : Section du TRM avec la chaux (en blanc) et le textile (en bleu).....	172
Figure 4.21 : Maillage du composite TRM sur Cast3m.....	172
Figure 4.22 : Fissuration des TRM modélisés sur Cast3m.....	173
Figure 4.23 : Courbe force/allongement des éprouvettes de TRM testées et de celle du modèle sur Cast3m	174
Figure 4.24 : Élément de surface utilisé pour créer le maillage du mur sur Cast3m	176
Figure 4.25 : Maillage du mur et du banc de cisaillement sur Cast3m.....	177
Figure 4.26 : Mode de rupture du mur MNR expérimental	179
Figure 4.27 : Courbe force/déplacement du mur expérimental et du mur avec le modèle ...	180
Figure 4.28 : Endommagement en traction DTRA (gauche) et en compression DCOM (droite) du mur Cast3m MNR	181
Figure 4.29 : Courbe force/déplacement du mur Expe MNR et des deux murs du modèle .	183
Figure 4.30 : Etude de l'endommagement sur une zone centrale du mur (pour la brique et pour la chaux).....	183
Figure 4.31 : Endommagement (a) en traction de la chaux, (b) en compression de la chaux, (c) en traction de la brique et (d) en compression de la brique	185

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Résultats des essais sur éprouvettes carottées [14]	11
Tableau 1.2 : Résultats des essais sur éprouvettes sciées [14].....	12
Tableau 2.1 : Propriétés mécaniques de la chaux de construction.....	64
Tableau 2.2 : Propriétés mécaniques des briques	65
Tableau 2.3 : Propriétés des fibres (PZ700).....	66
Tableau 2.4 : Propriétés de la chaux de renfort	66
Tableau 2.5 : Dimensions et configuration de renforcement des murs testés.....	71
Tableau 2.6 : Valeurs de l'ouverture et de l'espacement des fissures pour les éprouvettes avec 1 et 2 couches de textile	78
Tableau 2.7 : Résultats des essais de cisaillement/compression sur les murs testés.....	80
Tableau 2.8 : Résultats des murs testés.....	81
Tableau 3.1 : Propriétés des textiles utilisés pour le renforcement.....	98
Tableau 3.2 : Propriétés des chaux de renforcement	99
Tableau 3.3 : Propriétés des murs renforcés	100
Tableau 3.4 : Propriétés des murs réparés	101
Tableau 3.5 : Contraintes et déformations limites des différentes phases de l'essai de traction sur composites (effet de la chaux).....	107
Tableau 3.6 : Force maximale et amélioration moyenne pour les murs testés	114
Tableau 3.7 : Taux de travail des différents renforts	123
Tableau 3.8 : Force maximale et déplacement au pic des murs testés.....	126
Tableau 3.9 : Taux de travail des renforts avec les différentes chaux	130
Tableau 3.10 : Résultats du MNR, MR-EQ-C2 et des murs réparés	135
Tableau 4.1 : Définition et unité des paramètres utilisés dans ENDO3D.....	148
Tableau 4.2 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur brique.....	155
Tableau 4.3 : Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur brique.....	156
Tableau 4.4 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur chaux de construction.....	157
Tableau 4.5 : Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur chaux de construction.....	158
Tableau 4.6 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur chaux de renfort.....	160
Tableau 4.7 : Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur chaux de renfort.....	161
Tableau 4.8 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l'essai de traction par flexion sur brique	165
Tableau 4.9 : Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l'essai de traction par flexion sur brique.....	166
Tableau 4.10 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l'essai de traction par flexion sur chaux de construction.....	167
Tableau 4.11 : Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l'essai de traction par flexion sur chaux de construction	168

Tableau 4.12 : Valeurs estimées des paramètres du modèle pour l'essai de traction par flexion sur chaux de renfort.....	169
Tableau 4.13 : Paramètres de calage des éprouvettes de chaux de renfort testées en flexion 3 points	170
Tableau 4.14 : Caractéristiques du textile Petites Mailles	171
Tableau 4.15 : Paramètres de calage du TRM testé en traction directe	175
Tableau 4.16 : Paramètres des matériaux après ajustement.....	181

INTRODUCTION GENERALE

Outre leur riche héritage civilisationnel, les monuments en maçonnerie suscitent l'intérêt de la communauté scientifique du fait de l'ancienneté des matériaux qui les constituent. La maçonnerie a été et est encore utilisée dans le monde entier pour son faible coût et parce qu'elle constitue un système constructif simple et rapide.

Un grand pourcentage du parc immobilier mondial actuel est constitué de structures en maçonnerie non armée. Ce type de construction reste utilisé malgré la concurrence d'autres matériaux moins chers et plus faciles à mettre en œuvre en grande quantité tels que le béton et l'acier.

La maçonnerie en briques de terre cuite est l'une des techniques de construction les plus anciennes et les plus durables utilisées par l'humanité [1]. C'était un matériau de construction fondamental aux époques mésopotamienne, égyptienne et romaine. Pendant la période romaine, l'utilisation de la brique d'argile cuite s'est accrue et s'est améliorée afin d'en maximiser les avantages. La brique d'argile cuite a continué d'être utilisée à l'époque médiévale et moderne. Malgré plusieurs modifications de l'utilisation, de la forme et de la fabrication de la brique de terre cuite au cours de milliers d'années d'évolution constante, la simplicité de ce mode de construction est restée la raison de son succès.

De nombreux bâtiments construits en briques de terre cuite ont perduré jusqu'au 21^e siècle, ce qui témoigne de la solidité de ce matériau à travers des siècles de tempêtes de pluie, de neige, de cycles de gel et de dégel, de températures élevées et de détériorations induites par l'homme. En outre, la brique peut être manipulée et produite facilement, à peu de frais et rapidement, grâce à un processus de fabrication éprouvé. Elle est fabriquée à partir d'argile cuite, une matière première disponible en grande quantité partout dans le monde. Sa large utilisation a prouvé que la brique d'argile était un matériau de construction efficace, capable de résister aux conditions climatiques courantes et d'isoler du froid et de la chaleur [1].

Cependant, les bâtiments traditionnels en maçonnerie sont susceptibles de se dégrader et de s'affaiblir en raison des charges horizontales telles que le vent ou les tremblements de terre. Si ces structures ont une grande capacité à résister aux charges de gravité, elles ne sont pas conçues pour résister aux charges horizontales. L'un des éléments critiques de la rupture des murs lors de tremblements de terre est le manque de capacité en cisaillement, qui entraîne une rupture

hors plan ainsi qu'une rupture dans le plan. C'est pourquoi la préservation du patrimoine bâti est aujourd'hui une priorité.

Une méthode de plus en plus courante pour améliorer les structures en maçonnerie consiste à utiliser des matériaux composites collés sur la surface extérieure. Cette méthode était la plus adéquate pour intervenir sur ces constructions sans les altérer ou changer leur structure. Les polymères renforcés de fibres (FRP : Fibre Reinforced Polymer) sont devenus populaires en premier lieu [2]–[4], grâce à leur légèreté et à leurs performances mécaniques élevées (qui impliquent également des coûts élevés).

Cependant, les FRP ne sont souvent pas pleinement exploités, malgré leur potentiel, lorsqu'ils sont appliqués à des matériaux à faible résistance à la traction et au cisaillement, tels que la maçonnerie. Les FRP présentent par ailleurs les inconvénients des liants organiques (résines époxy) : sensibilité aux températures élevées (la température de service maximale doit être inférieure à la température de transition vitreuse de la résine), l'application ne convient pas aux conditions humides (la résine doit être appliquée sur des surfaces sèches), impact environnemental de la forme solide (inamovibilité, par exemple) et risques pour la santé des travailleurs. En outre, l'absence de perméabilité à la vapeur, qui peut entraîner des problèmes de condensation dans la maçonnerie, est probablement une des plus importantes limites à cette technique de renforcement. [5].

La matrice cimentaire renforcée par des fibres (FRCM : Fibre Reinforced Cementitious Matrix) ou la matrice minérale renforcée par des textiles (TRM : Textile Reinforced Mortar, ou TRC : Textile Reinforced Concrete) ont surmonté la plupart des limites des FRP (elles sont compatibles avec les substrats de maçonnerie, faciles à appliquer, résistantes au feu, ...). A la différence des FRP, la perméabilité n'est pas un verrou en cas d'utilisation des TRM. Ces matériaux composites, qui combinent une matrice à granulométrie fine avec un renfort en textile, ont été développés récemment [6]–[9], et grâce à leur matrice minérale, ces composites sont perméables et évitent donc les problèmes de condensation dans la maçonnerie. Des études antérieures ont prouvé leur efficacité dans le renforcement des murs de maçonnerie composés de blocs de maçonnerie creux soumis à des mouvements dans le plan. La méthode de renforcement par TRM permet d'augmenter la résistance mécanique et la ductilité de la structure de maçonnerie [6]–[9].

Les TRM peuvent être réalisés grâce à différentes techniques qui permettent de contrôler l'alignement des fibres et d'atteindre des TRM avec des teneurs en fibres élevées (jusqu'à 25 % en volume [10]). Il en résulte un développement stable des fissures et un écrouissage avec une

rigidité post-fissuration significative et une résistance élevée à la traction du composite. En outre, le faible diamètre des fibres permet d'obtenir une structure de fissure très fine [11].

Par conséquent, cette technique a gagné une popularité considérable en tant que solution de renforcement des structures de maçonnerie. De nombreuses structures ont été renforcées efficacement avec des TRM. Cependant, la plupart de ces recherches ont été menées sur la maçonnerie moderne, et très peu de travaux traitent du renforcement de la maçonnerie historique. Les quelques articles publiés sur ces constructions se concentrent sur des essais de compression diagonale pour prouver l'efficacité de cette technique [12], [13].

Bien que l'essai de compression diagonale ait donné des résultats prometteurs et qu'il soit efficace lorsqu'on ne s'intéresse qu'à un seul mode de rupture, il présente plusieurs limites. L'essai ne peut rendre compte que du mode de rupture en traction-diagonale et ne prend pas en compte l'influence de la géométrie (H/L) ou de la charge de pré-compression (effet de confinement). En revanche, l'essai de compression-cisaillement permet d'obtenir plusieurs modes de rupture, correspondants à ceux qui peuvent se produire dans le plan (flexion, glissement, cisaillement) lors d'un tremblement de terre. Les conditions aux limites de cet essai sont beaucoup plus représentatives des conditions aux limites d'un tremblement de terre.

Pour toutes ces raisons, l'objectif de la présente étude était d'évaluer l'efficacité du renforcement des TRM sur des constructions historiques en maçonnerie avec des conditions aux limites aussi proches que possible de celles d'un tremblement de terre.

Pour ce faire, des essais de compression-cisaillement quasi statiques ou cycliques ont été réalisés sur des murs à l'échelle 1/2, l'objectif principal étant d'étudier l'effet de différentes configurations et ratios de renforcement sur le comportement en cisaillement des murs, avant de se pencher sur l'effet de l'orientation des fils, de l'ouverture des mailles et de la nature de la matrice.

Une caractérisation des matériaux et du composite utilisé pour le renforcement a aussi été effectuée. Et, la technique de vidéo corrélation (DIC : Digital Image Correlation) a été choisie pour mesurer les déplacements et les déformations sur l'ensemble de la surface des éprouvettes.

Pour finir, des modèles ont été réalisés pour retrouver les paramètres mécaniques des matériaux, valider les résultats des essais et servir d'outil numérique pour le renforcement des murs en maçonnerie pour aider à la conception des solutions de renfort.

Le présent travail est ainsi divisé en quatre chapitres :

- D'abord un premier chapitre consacré à la Revue de la littérature sur les composants des murs en maçonnerie, les structures en maçonnerie, leurs modes de rupture, le renforcement, avant de terminer par la modélisation ;
- Ensuite, un deuxième chapitre traitant du choix de la configuration et du taux de renfort en étudiant l'effet de la configuration et du taux de renfort sur le comportement en cisaillement des murs en maçonnerie testés sous chargement quasi-statique en poussée progressive jusqu'à la rupture ;
- Puis un troisième chapitre consacré au choix de l'orientation des fils, de la taille des mailles et de la chaux de renfort pour le renforcement de murs testés sous chargement cyclique ;
- Et, enfin un quatrième chapitre présentant la stratégie numérique sur Cast3m.

CHAPITRE 1 : BIBLIOGRAPHIE

SOMMAIRE

I.	INTRODUCTION.....	7
II.	COMPOSANTS DES MURS EN MAÇONNERIE	8
II.1.	Brique.....	8
II.2.	Mortier.....	12
III.	STRUCTURES EN MAÇONNERIE	17
III.1.	Typologies.....	17
III.2.	Comportement du bloc/joint.....	19
III.3.	Modes de rupture des murs en maçonnerie non armée	20
IV.	RENFORCEMENT.....	22
IV.1.	Techniques et matériaux utilisés	22
IV.2.	Propriétés des TRM.....	27
IV.3.	Comportement de la maçonnerie renforcée à l'échelle de l'élément de structure 38	
V.	MODELISATION	44
V.1.	Modélisation des géo matériaux [18]	44
V.2.	Les différentes lois pour la modélisation [65].....	47
V.3.	FLUENDO3D	54
VI.	SYNTHESE ET CONCLUSION.....	56

CHAPITRE 1 : BIBLIOGRAPHIE

I. INTRODUCTION

La maçonnerie est le matériau de construction le plus ancien et qui reste largement utilisé dans le domaine de la construction d'aujourd'hui [1]. D'innombrables variations de matériaux, de techniques et d'applications de la maçonnerie sont apparues au cours du temps. Les facteurs qui influençaient ces choix étaient principalement la culture et la richesse locales, la connaissance des matériaux et des outils, la disponibilité des matériaux et les raisons architecturales.

Les caractéristiques les plus importantes de la construction en maçonnerie sont sa simplicité et son coût. La pose des éléments de pierres ou de briques les unes sur les autres, avec ou sans cohésion par le mortier (joint sec ou joint plein), est une technique simple, mais adéquate, qui a fait ses preuves dans le passé. D'autres caractéristiques importantes sont l'esthétique, la solidité, la durabilité et le peu d'entretien, la polyvalence, l'absorption acoustique et la protection contre l'incendie.

L'une des limites de ce type de construction reste les connaissances et la maîtrise de ces matériaux. Comme la formation est insuffisante dans ce domaine pour que les ingénieurs perçoivent bien les possibilités de ce type de construction, alors qu'ils connaissent bien celles de la construction en béton, ils ont donc naturellement tendance à privilégier cette dernière. La maçonnerie a donc tendance à être remplacée par le béton armé ou l'acier comme matériaux structurels.

Un autre inconvénient est la fragilité intrinsèque des anciennes structures en maçonnerie aux charges sismiques, en raison d'une combinaison de masses importantes, d'une faible résistance à la traction et, souvent, de matériaux friables. L'absence (ou la faiblesse) de chaînage horizontal, rôle souvent dévolu, faute de mieux, aux planchers en bois, et de liaison des murs de refend avec les murs périphériques, contribue à cette fragilité.

De nombreuses avancées ont eu lieu au cours des dernières décennies concernant des aspects détaillés, tels que la méthodologie de conservation, ou les techniques de réparation et de renforcement. Dans le domaine de la maçonnerie et des structures en terre, de nombreux progrès ont également été réalisés, principalement en ce qui concerne la caractérisation expérimentale des matériaux historiques et les méthodes d'analyse avancées [6], [8].

Mais malgré ces avancées, il existe peu de connaissances sur la brique historique foraine originaire du Midi Pyrénées [14], d'où l'intérêt d'étudier les structures construites à base de ce matériau et le moyen optimal de les renforcer pour augmenter leur résistance et leur durabilité.

II.COMPOSANTS DES MURS EN MAÇONNERIE

Le mur en maçonnerie est constitué de rangées de blocs reliés entre eux par un liant en mortier. Ces blocs se distinguent par leur forme, leur position et leur composition minérale. La résistance globale du mur dépend de la résistance des matériaux qui le composent.

II.1. Brique

La brique est l'unité élémentaire et fondamentale des murs en maçonnerie de briques, c'est le bloc premier. Sa raison d'être est souvent liée à la disponibilité en matériaux d'une région. Cela explique que les blocs utilisés dans la maçonnerie soient différents d'une région à l'autre.

II.1.1.Histoire et contexte régional

En raison du manque de pierre dans la région Midi Pyrénées, la ville de Toulouse a développé une relation particulière avec la brique de terre crue puis de terre cuite au fil des siècles. L'architecture originale, riche et diverse qui en a découlé a été le témoin d'une histoire fascinante.

Au début du XIX^{ème} siècle, en dehors du patrimoine historique toulousain qui était principalement construit en terre cuite, une grande partie du bâti toulousain était en terre crue, et ce n'est qu'après la crue de la Garonne en 1875 [15], qui avait détruit environ 1200 maisons principalement faites en terre crue, que l'utilisation de la terre cuite pour la construction des habitations s'est accrue.

Un exemple notable de cette utilisation de la brique de terre cuite à Toulouse est la basilique Saint-Sernin, l'un des plus grands édifices romans d'Europe. Elle fut construite à l'époque où Raymond IV, Comte de Toulouse, menait la première croisade au nom du Pape pour conquérir Jérusalem. Pendant ce temps, les chemins de Compostelle étaient fréquentés par des foules de pèlerins. Cela remonte à plus de dix siècles.

Un autre trésor en brique de terre cuite est le couvent des Jacobins, à la fois austère et spectaculaire. Ce couvent symbolise le lieu où l'ordre dominicain fut fondé en 1215 à Toulouse. Saint Dominique parcourait alors la région pour contrer l'influence grandissante du catharisme et ramener les croyants dans le giron de l'église catholique.

Cette histoire s'est achevée par une autre croisade douloureuse, cette fois dirigée contre les comtes de Toulouse, et par la création en 1229 de l'une des plus anciennes universités du monde occidental [16].

Il est connu que dans les régions de Toulouse et d'Albi, la brique de terre cuite, aussi appelée brique foraine, est le matériau de construction principal des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Selon Valérie Nègre [17], son utilisation était déjà répandue dans les édifices publics, mais c'est seulement au XIX^{ème} siècle qu'elle s'est généralisée dans la construction courante. À cette époque, la production se développait sous forme de petites unités artisanales éparpillées dans toute la région.

II.1.2.Fabrication [14]

Contrairement à d'autres régions comme Paris, Marseille, la Normandie ou la Bourgogne, où la production du bloc de maçonnerie était accompagnée d'une transformation profonde du matériau grâce à la mécanisation, ce n'était pas le cas dans le Midi toulousain.

Au XIX^{ème} siècle, les étapes de fabrication des briques dans cette région étaient principalement manuelles, et l'activité était saisonnière.

En automne, l'argile était extraite à la pioche, puis stockée tout l'hiver. La préparation de la pâte commençait au printemps, impliquant le broyage, l'ajout d'eau et le malaxage. Les briques étaient ensuite moulées dans des moules en bois sablés pour éviter que la terre n'y adhère, et c'est ce sable qui donnait leur aspect rugueux aux briques. Le moule fixait le format des briques à 5 % près en raison du retrait dû au séchage et à la cuisson. Et pour réduire ce retrait, on ajoutait des dégraissants à la pâte, tels que du sable,

Au cours du XX^{ème} siècle, la mécanisation s'est finalement imposée dans la région.

Après avoir été façonnées, les briques crues sont laissées à sécher à l'air libre directement sur le sol. La cuisson se déroule dans un four vertical couvert par un auvent. Le feu est placé sous les briques à cuire, et la chaleur monte à travers un plancher sur lequel les briques sont disposées en couches superposées, parfois alternées de tuiles. La cuisson dure généralement quelques jours, suivie d'une période de refroidissement qui prend un peu plus de temps.

Une fois cuites, les briques sont triées, car malgré les efforts du cuiseur, la répartition de la température dans le four n'est pas uniforme, entraînant des variations de couleur et donc de qualité des produits. Les briques les mieux cuites sont réservées aux zones les plus sensibles des édifices.

Au XIX^{ème} siècle, dans la région de Midi-Pyrénées, les caractéristiques des briques restent similaires à celles des siècles précédents, avec de grands formats hérités de l'époque romaine et des qualités variables [14].

La **Figure 1.1** illustre la fabrication saisonnière des briques de terre cuite jusqu'au XIXe siècle dans la région Midi-Pyrénées.

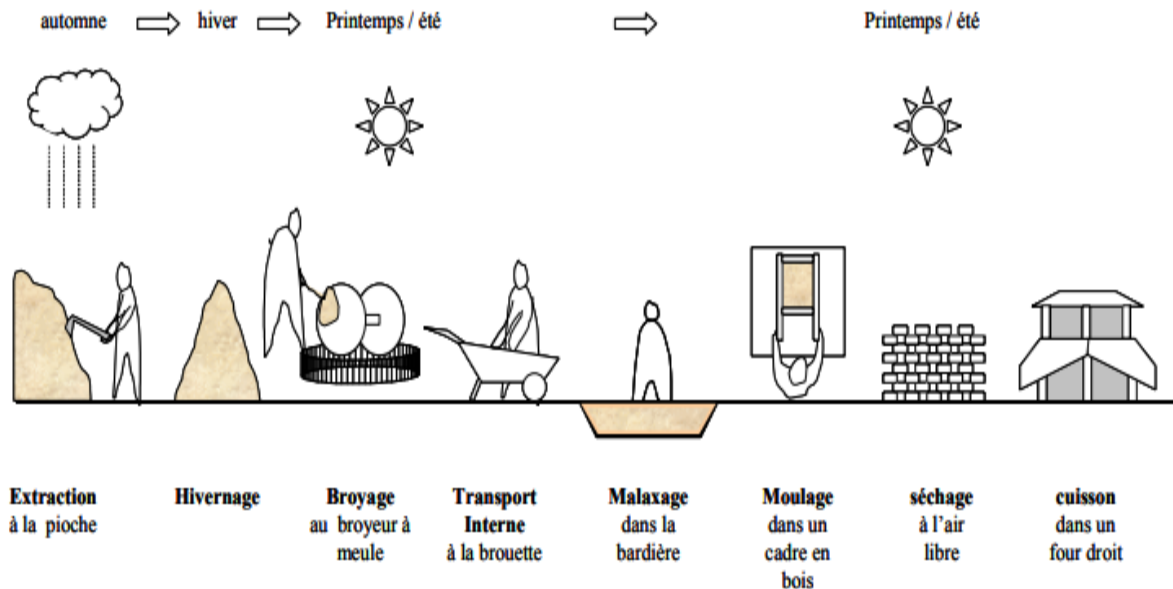


Figure 1.1 : La fabrication *saisonnnière* des briques de terre cuite jusqu'au XIXe siècle dans la région Midi-Pyrénées [14]

II.1.3. Comportement

Peu de travaux existent dans la littérature sur le comportement mécanique de la brique foraine.

En l'absence de texte décrivant le mode d'obtention du module de Young (E) et du coefficient de Poisson (ν) d'une brique pleine de grand format, Nathalie Domede [14] a développé sa propre procédure d'essai, en se basant sur la similitude avec les essais sur mortier. Pour cela, elle a réalisé deux types d'éprouvettes (voir **Figure 1.2**) :

- Des carottes de 30 mm de diamètre et de 50 mm de hauteur, afin de tester le comportement des briques perpendiculairement à leur plan.
- Des éprouvettes parallélépipédiques obtenues par sciage, ayant les dimensions de $5 \times 5 \times 10 \text{ cm}^3$, pour évaluer le comportement dans le plan de la brique.

Ces deux types d'éprouvettes lui ont permis de mesurer et d'analyser les propriétés mécaniques de ce matériau et d'obtenir les informations nécessaires concernant le module E et le coefficient

de Poisson ν de ces briques pleines. Ces résultats ont contribué à une meilleure compréhension de leur comportement structural et de leurs performances dans diverses applications.



Figure 1.2 : (a) Briques carottées 3×5 cm, (b) Briques sciées 5×5×10 cm [14]

La **Figure 1.3** montre les résultats des essais de compression sur les éprouvettes carottées.

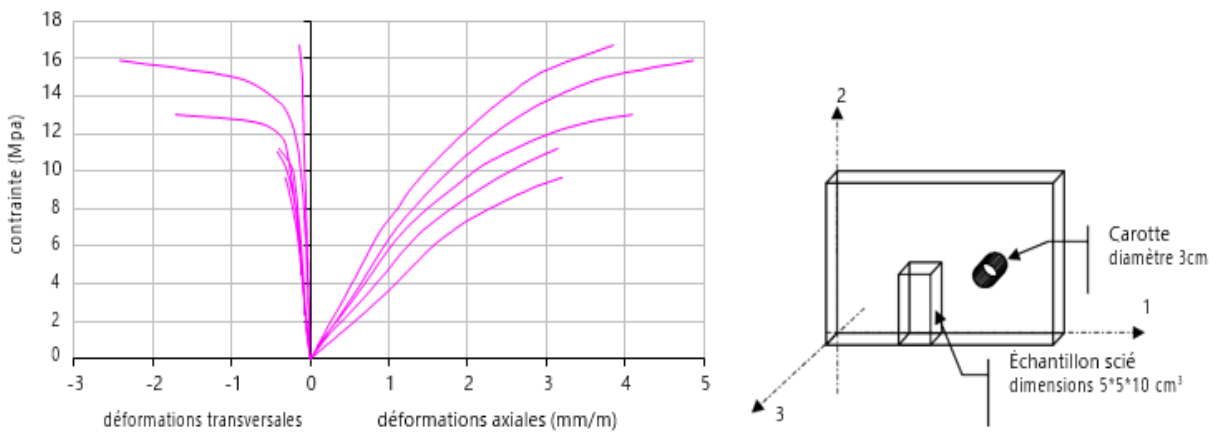


Figure 1.3 : Résultats des essais de compression sur les éprouvettes carottées [14]

Ces résultats ont mis en évidence un comportement élasto-plastique anisotrope (voir **Tableau 1.1** et **Tableau 1.2**).

Tableau 1.1 : Résultats des essais sur éprouvettes carottées [14]

Carotte n°	2	4	5	7	9	Moyenne	Ecart-type
fc (MPa)	15.66	17.57	12.80	11.50	13.31	13.76	2.39
E₃ (MPa)	6648	7771	4755	4652	5652	14150	1415
$\nu_{\theta\theta}$	0.054	0.044	0.083	0.075	0.105	0.076	0.023

Tableau 1.2 : Résultats des essais sur éprouvettes sciées [14]

N° éprouvette	4	5	6	Moyenne
Contrainte de rupture dans le plan de la brique (MPa)	20.73	20.45	27.06	22.58
E2 (= E1) MPa	21773	13220	15025	16673
Coefficient de Poisson	v21= 0.255	v21= 0.303	v23= 0.155	

II.2. Mortier

Le mortier représente le liant qui relie les blocs et qui contribue à transmettre et distribuer les charges dans la maçonnerie. La résistance de mortier est influencée par sa composition chimique. Le mortier ancien utilisé avant la fabrication du ciment en 1850, est classé en quatre types [14] qui sont le mortier de chaux aérienne, le mortier de chaux hydraulique, le mortier de terre stabilisé, et le mortier de plâtre.

Le mortier de chaux aérienne est composé de calcaire pur, il ne convient pas aux milieux humides car il prend sa résistance dans l'air. Alors que la chaux hydraulique est constituée de calcaire qui n'est pas pur. Le durcissement du mortier de chaux hydraulique se passe dans l'eau à cause de la présence d'argile qui s'hydrate dans l'eau. En comparaison avec la chaux aérienne, le durcissement du mortier de chaux hydraulique est plus lent, il est aussi moins élastique après sa prise mais son comportement vis-à-vis de l'humidité et sa résistance mécanique sont supérieurs.

Les cycles chimiques de mortier de chaux sont définis par Domede, 2006 [14] et Stablon, 2011 [18]. Le mortier à base de chaux a une bonne ductilité et perméabilité à l'eau. Il est moins sensible à la température que le ciment mais sa résistance mécanique est plus faible que celle du ciment. C'est pour cette raison que le mortier bâtard composé d'un mélange de ciment et de chaux est actuellement utilisé dans la restauration de la maçonnerie. Le mortier bâtard possède des comportements mécaniques et physiques adaptés à la maçonnerie en termes de résistance et d'imperméabilité. [19]

II.2.1. Propriétés hygrothermiques

Le choix d'utiliser du mortier de chaux pour la construction de nos murs est justifié par :

- Le besoin de reproduire les murs en maçonnerie historique avec les mêmes matériaux que ceux utilisés à l'époque ;
- La compatibilité des propriétés hygrothermiques de la brique et de la chaux.

R. Ramirez et al. [20] ont mené une étude pour déterminer les propriétés hygrothermiques de la brique de terre cuite extrudée et celles de deux types de mortier : mortier de ciment et mortier de chaux, dans le but de déterminer quel mortier est le plus compatible avec la brique.

Leurs essais ont montré que des différences étaient observées entre la réponse hydrique des deux mortiers moulés qu'ils ont étudiés (mortier de ciment CM et mortier de chaux LM). Ces différences étaient particulièrement évidentes lorsqu'ils ont comparé les courbes de stockage de l'humidité.

LM présente une faible hygroscopicité (capacité d'un matériau à retenir l'humidité) et un comportement capillaire-actif (perméable à la vapeur) avec une hystérésis négligeable (différence entre flux entrant et flux sortant). Inversement, CM présente une activité hygroscopique (il retient l'humidité) dans les domaines hygroscopique et capillaire, avec une hystérésis marquée. Ainsi, le comportement de LM est beaucoup plus proche de celui de la brique d'argile de terre cuite étudiée (voir **Figure 1.4**).

Cependant, il existe un manque de connaissances sur les propriétés hygrothermiques de la brique de terre cuite moulée.

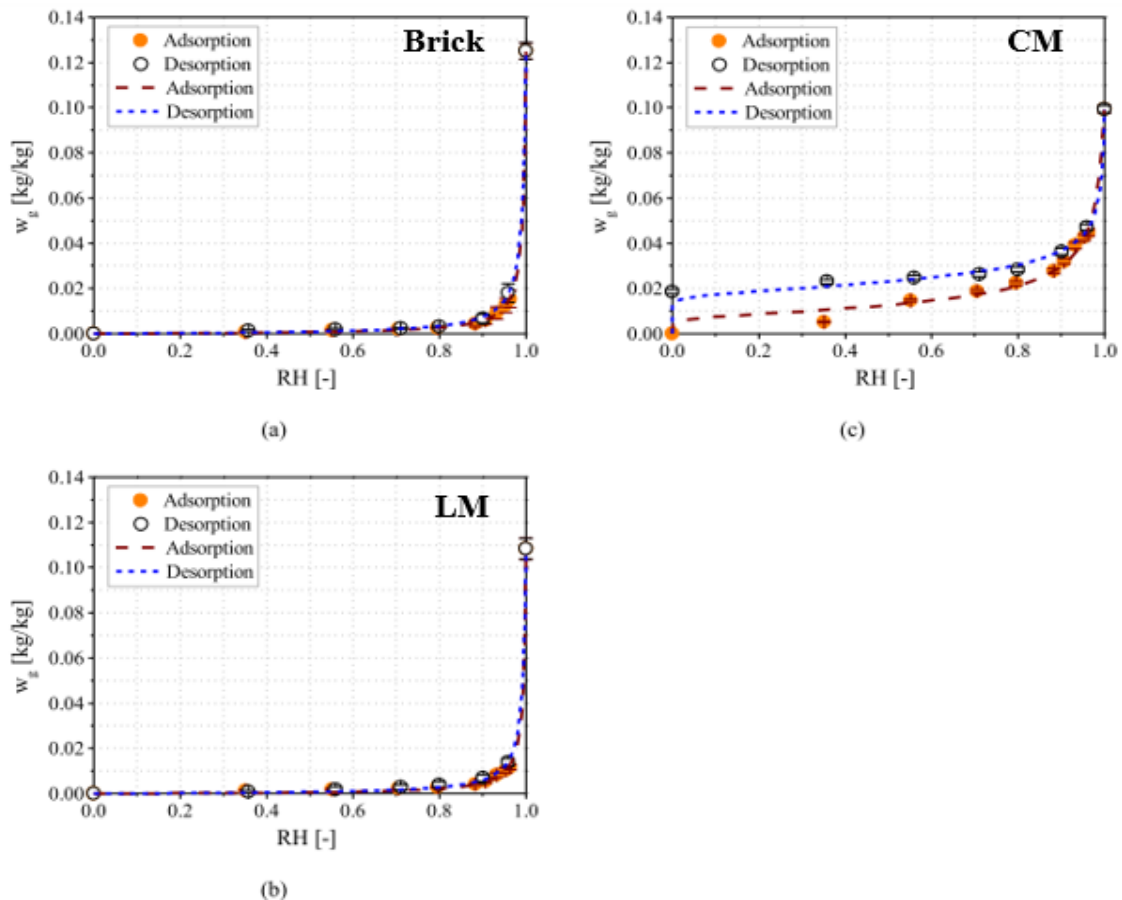


Figure 1.4 : Adsorption/désorption des matériaux testés : (a) brique de terre cuite extrudée, (b) LM : mortier de chaux, (c) CM : mortier de ciment [20]

II.2.2.Fabrication [14]

La fabrication de la chaux commence par l'extraction de calcaire depuis une carrière. La pierre calcaire est ensuite calcinée dans un four à une température supérieure à 900°C. Pour obtenir une taille de pierres aussi uniforme que possible (au XIX^{ème} siècle, cela se faisait manuellement), un concassage est effectué. À la sortie du four, on récupère des pierres blanches ou blanchâtres, dont la couleur dépend de la pureté du calcaire d'origine.

Ces pierres constituent la chaux vive. Lors de l'extinction, c'est-à-dire en ajoutant de l'eau (le broyage n'est pas toujours nécessaire), ces pierres sont réduites en poudre. Cette poudre blanche ou grisâtre est la chaux éteinte.

II.2.3.Chimie de la chaux

Les joints des constructions peuvent être réalisés à l'aide de mortier de chaux ou de mortier de ciment. Il existe deux types de chaux utilisés : les chaux aériennes et les chaux hydrauliques. Les chaux aériennes sont obtenues par la calcination d'un calcaire pur, c'est-à-dire un calcaire ne contenant pas d'argile [18] :



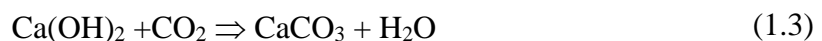
Calcaire + chaleur \Rightarrow chaux vive + gaz carbonique

La chaux vive est ensuite hydratée (éteinte) et réduite en poudre :



Chaux vive + eau \Rightarrow chaux éteinte + chaleur

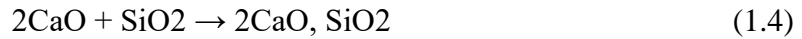
Lorsque la chaux aérienne est utilisée pour former un mortier, elle est combinée avec du sable et principalement de l'eau. Cette eau transforme la poudre en une consistance pâteuse où les grains de sable se regroupent. Cependant, le durcissement ne se produit pas instantanément ; il se produit progressivement par un processus de re-carbonatation de l'hydroxyde de calcium au contact de l'air, formant ainsi du carbonate de calcium. Cette solidification est appelée "prise aérienne".



Chaux éteinte + gaz carbonique \Rightarrow calcaire + eau

Le calcaire d'origine n'est généralement pas pur et peut contenir diverses impuretés, telles que de l'argile, qui est composée de silice (SiO_2) et d'alumine (Al_2O_3).

En présence d'argile, la réaction (1.1) est plus complexe. Une partie de la chaux vive formée réagit avec les éléments de l'argile pour donner des silicates et des aluminates de calcium. Ces composés sont responsables de la prise hydraulique du mortier, ce qui signifie que le mélange de chaux vive avec de l'eau subit un durcissement semblable à celui du ciment.



Chaux vive + silice → silicate dicalcique noté C2S

Le silicate principal résultant de cette réaction est le silicate dicalcique, qui peut être représenté chimiquement par Ca_2SiO_4 . La proportion de ces composés formés dépend de divers facteurs, notamment la composition initiale de la roche de calcaire, la quantité d'argile présente et la température atteinte pendant la calcination dans le four. Différentes températures et conditions de calcination peuvent conduire à des proportions variables de silicates et d'aluminates de calcium dans le produit final.

Ces composés jouent un rôle crucial dans les propriétés liantes et de durcissement des mélanges à base de chaux, tels que les mortiers et les bétons. Ils contribuent à la solidité et à la durabilité des matériaux de construction à base de chaux.

La **Figure 1.5** présente le cycle de la chaux :

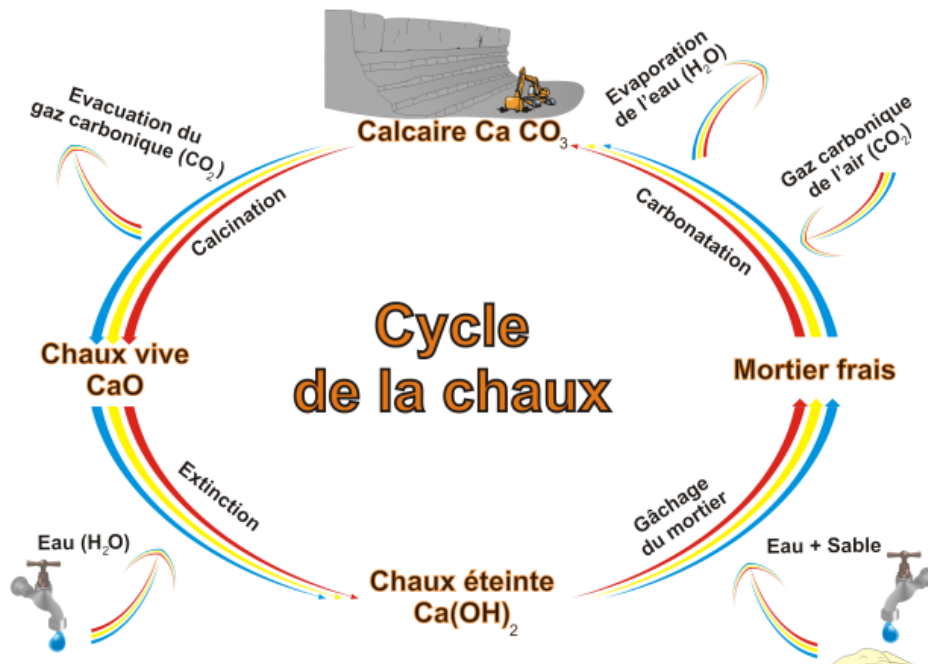


Figure 1.5 : Cycle de la chaux [21]

II.2.4. Comportement mécanique

Le comportement mécanique du mortier de chaux est régi par une relation (de comportement) entre les contraintes et les déformations qu'il subit. Les études expérimentales consacrées au matériau font rarement état de sa loi de comportement et les informations fournies se limitent généralement à des estimations de la résistance mécanique à gros traits.

Toutefois, des valeurs de résistance, avancées par différents auteurs, ont pu être collectées. Il est important de noter que les méthodes utilisées pour obtenir ces valeurs ne sont pas précisément documentées, notamment en ce qui concerne la géométrie des échantillons, les compositions, et les vitesses de chargement.

Domede [14] propose une synthèse de plusieurs résultats trouvés par différents auteurs sur la résistance à la compression du mortier de chaux, en fonction du temps de durcissement. Ces résultats sont résumés dans la **Figure 1.6**:

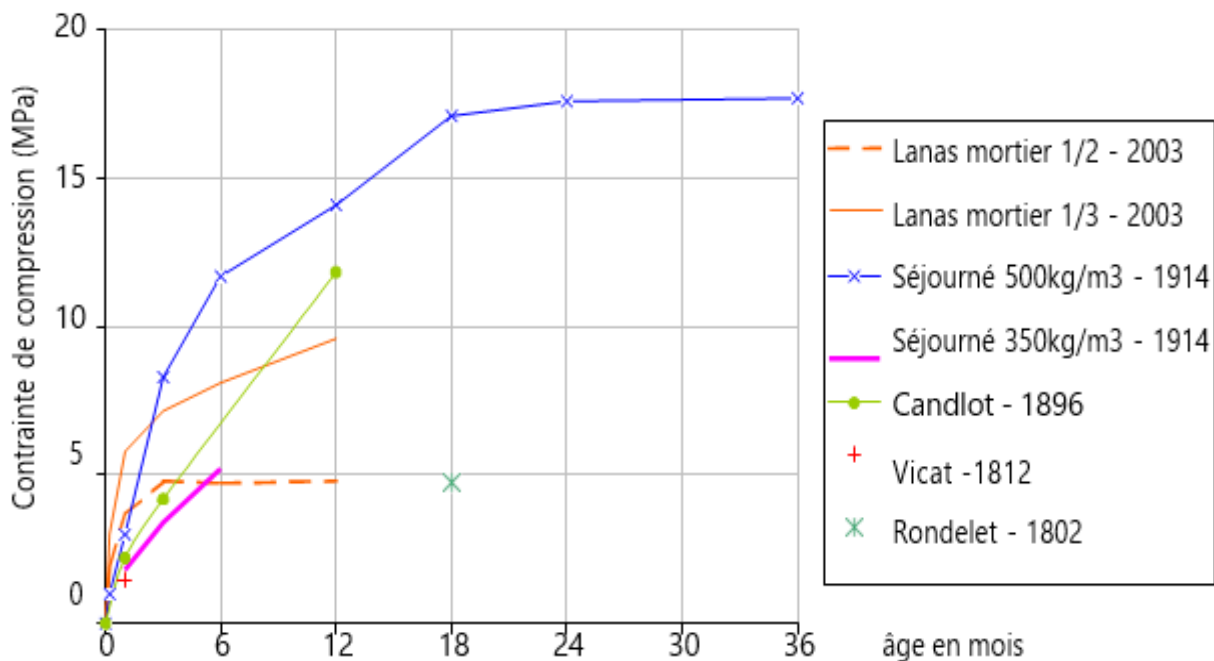


Figure 1.6 : Résultats de l'essai de compression d'un mortier de chaux d'après plusieurs auteurs [14]

Ils montrent une évolution continue de la résistance à la compression du mortier de chaux, en fonction du dosage en chaux et en sable. Cependant, cette résistance n'évolue que très peu voire plus du tout au-delà de 18 mois ou plus précisément 2 ans.

III. STRUCTURES EN MAÇONNERIE

La maçonnerie en tant que matériau structurel était déjà utilisée il y a environ 8 000 ans. La plupart des civilisations anciennes utilisaient des blocs de construction (briques cuites ou non cuites, pierres) liés entre eux par de la boue, du gypse, de la chaux, ... pour réaliser des structures en maçonnerie. La maçonnerie est toujours utilisée de nos jours, en conservant les mêmes principes directeurs.

Cependant, la coprésence de différentes typologies de maçonnerie rend l'évaluation systématique des structures en maçonnerie historique complexe. Afin de procéder à une catégorisation détaillée des typologies de maçonnerie, la connaissance de la nomenclature de leurs composants est une condition préalable fondamentale.

D'autres classifications peuvent concerner la texture de la surface, la morphologie de la coupe transversale et l'état de la structure. Dans ce cadre, des études approfondies sur les modèles de structures en maçonnerie historique ont été menées en Italie, et ont permis d'obtenir des centaines de surfaces étudiées et de modèles de coupes transversales provenant de différentes régions [22]. Des travaux de recherche similaires ont également été menés dans d'autres pays [23], [24].

III.1. Typologies

Selon le ministère italien des infrastructures et des transports (IMIT), six types de maçonnerie sont définis [22], [25] (voir **Figure 1.7**):

- **Type A** : Maçonnerie de pierres irrégulières provenant de graviers de rivière
- **Type B** : Maçonnerie de pierres non taillées provenant de feuilles extérieures d'épaisseur limitée et de noyaux de remplissage
- **Type C** : Maçonnerie de pierre non taillée avec une bonne adhérence
- **Type D** : Maçonnerie régulière de pierres tendres (tuf ou grès)
- **Type E** : Maçonnerie de pierres de taille avec des blocs suffisamment résistants (résistance supérieure à la classe D)
 - o E1 : Avec joints de mortier
 - o E2 : Sans joints de mortier
- **Type F** : Maçonnerie de briques

Par la suite, chaque typologie est classée par le département italien de la protection civile en deux groupes en fonction de la performance structurelle :

- **Classe I : Maçonnerie irrégulière et de mauvaise qualité :**
 - Vulnérabilité sismique élevée dans les directions dans le plan et hors plan,
 - Tendance à la désagrégation et aux mécanismes locaux,
 - Mauvaise résistance intrinsèque due à la mauvaise qualité du mortier ou à la résistance au frottement.
- **Classe II : Texture régulière, maçonnerie de bonne qualité :**
 - Faible résistance sismique dans les directions dans le plan et hors plan,
 - A fourni des contraintes suffisantes sur le comportement monolithique dans la direction hors plan,
 - Une bonne résistance intrinsèque est fournie par un mortier solide ou une résistance par frottement.

Les types A et B sont affectés à la classe I et les types D, E et F à la classe II.

Le type C doit faire l'objet de considérations particulières pour être affecté à une classe.

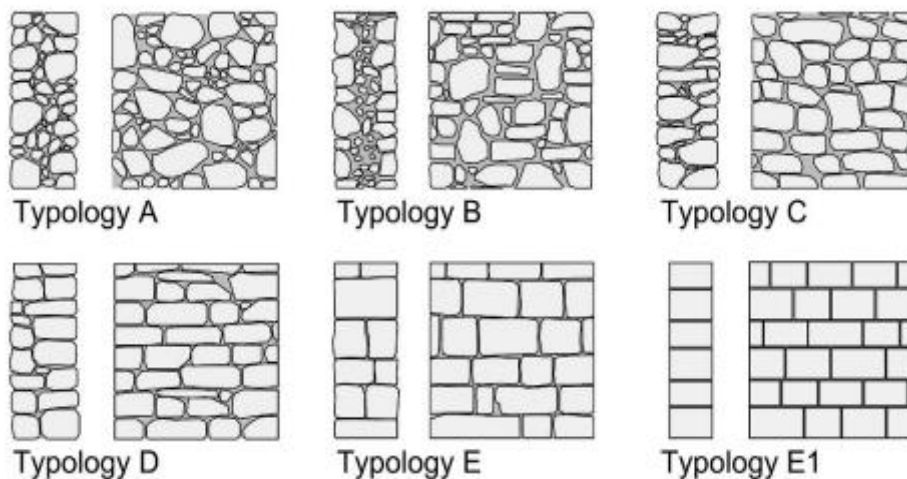


Figure 1.7 : Différentes typologies de maçonnerie [22]

La **Figure 1. 8** illustre le niveau des dommages subis par les bâtiments à Norcia, frappée par un séisme de 2016, en fonction de la nature de l'assemblage des blocs. Les structures de maçonnerie avec un assemblage irrégulier subissent des dommages plus graves que celles avec des assemblages plus réguliers.

Dans le cas des ruptures dans le plan, trois modèles de fissures de base peuvent être identifiés et peuvent évoluer indépendamment ou en combinaison les uns avec les autres :

- Rupture par flexion, où des fissures de flexion se forment dans les coins, et où le mur se comporte comme un bloc rigide, tournant autour de la pointe ;

- Rupture par cisaillement diagonal, avec la formation de fissures diagonales se développant à partir du centre du mur et se propageant vers les coins ;
- Rupture par cisaillement-glissement, avec glissement des joints d'assise.

Pour comprendre les ruptures dans le plan des murs en maçonnerie, il faut commencer par s'intéresser au comportement du bloc (pierre, brique, ...) avec le joint auquel il est relié.

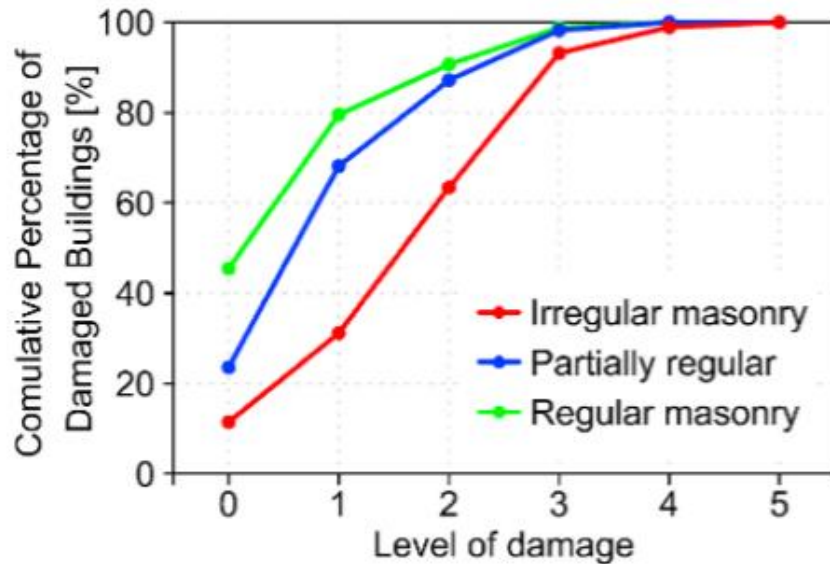


Figure 1.8 : Le pourcentage des bâtiments endommagés par le séisme de 2016 à Norcia en fonction de la nature de l'assemblage des blocs [22]

III.2. Comportement du bloc/joint

L'ensemble bloc/joint est constitué d'un ou deux blocs (pierre ou brique) séparés par un joint de mortier dont le comportement est dit local. Les mécanismes de rupture locaux sont au centre du sujet. Il a été admis aujourd'hui qu'il existe cinq mécanismes de rupture de base du bloc/joint, selon le type de sollicitation. (Voir **Figure 1.9**)

Un modèle mécanique précis pour la maçonnerie doit pouvoir faire apparaître ces mécanismes de base qui caractérisent la perte d'intégrité structurale locale et qui sont les suivants [26]:

- (a) Fissuration dans le joint
- (b) Glissement le long d'un joint de lit ou de tête à de faibles valeurs de contrainte normale
- (c) Fissuration des éléments de maçonnerie en traction directe
- (d) Fissuration diagonale des unités de maçonnerie à des valeurs de contrainte normale suffisantes pour développer un frottement dans les joints
- (e) Fissuration des éléments en traction en raison de la dilatation du mortier à des valeurs élevées de contrainte normale

Les phénomènes décrits ci-dessous montrent clairement que (a, b) sont des mécanismes de joints, (c) un mécanisme de briques, et (d, e) des mécanismes combinés impliquant des briques et des joints.

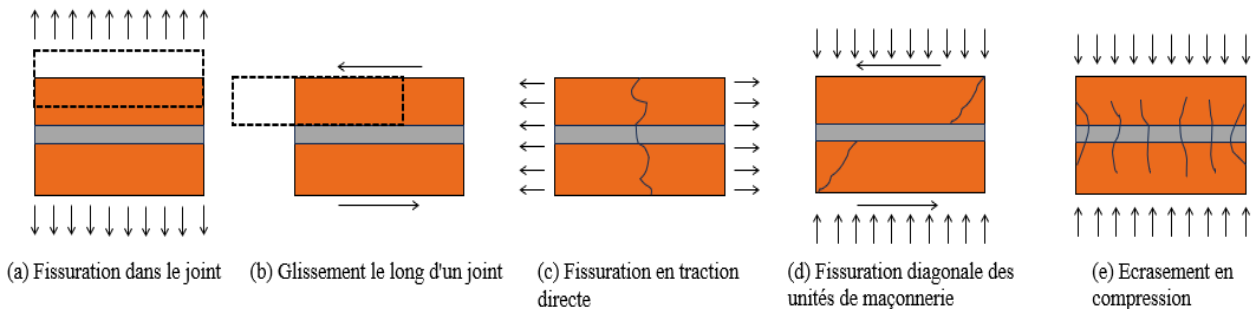


Figure 1.9 : Mécanismes de base de la rupture de la maçonnerie, inspiré de [26]

En ce qui concerne les structures en maçonnerie, la prédominance d'un mode spécifique de défaillance dépend de plusieurs paramètres, à savoir les caractéristiques géométriques du mur (comme sa hauteur, sa longueur et son épaisseur), le poids du mur, la charge verticale qu'il supporte, ainsi que la résistance de la maçonnerie. Cette résistance, en compression, traction ou cisaillement, repose sur les propriétés mécaniques des éléments constitutifs, c'est-à-dire les blocs et le mortier.

III.3. Modes de rupture des murs en maçonnerie non armée

L'analyse des dégradations sur les édifices construits en maçonnerie non armée a conduit à l'identification de quatre principaux modes de rupture sous chargement dans le plan [27], [28]. Ces modes comprennent la rupture par traction diagonale, le glissement des joints, le basculement et l'écrasement à la base.

Elancement H/L voisin de 1 :

- La rupture par traction diagonale se manifeste par l'apparition de fissures qui suivent la direction diagonale du mur. Elle survient généralement sur des murs avec un rapport hauteur/longueur (H/L) voisin de 1 et avec un rapport de la charge verticale à la charge horizontale élevé. Quand les blocs du mur sont très résistants, la rupture se produit dans les joints de mortier, formant un motif en escalier (voir **Figure 1.10a**). Avec l'augmentation de la charge verticale, la probabilité de l'apparition d'une fissure suivant une diagonale droite, passant par les blocs et les joints de mortier, s'accroît.

Elancement H/L inférieur à 1 :

- Le glissement se manifeste généralement dans un joint de mortier (voir **Figure 1.10b**). Ce type de défaillance survient lorsque les forces de cisaillement dépassent la résistance d'une surface donnée, déterminée principalement par la résistance au cisaillement du joint de mortier, ou lorsque le rapport H/L est inférieur à 1. Le glissement a lieu sous de faibles charges verticales et présente une certaine résistance résiduelle après rupture, attribuable au frottement.

Elancement H/L supérieur à 1 :

- Le basculement résulte d'une rupture par traction à la base d'un mur en maçonnerie. Dans ce cas, le centre du mur demeure en un seul morceau et oscille d'un côté à l'autre (voir **Figure 1.10c**). Cette forme de défaillance découle généralement d'une faible résistance en traction ou d'une mauvaise fixation du mur dans ses fondations ou le sol, principalement lorsque le rapport H/L est supérieur à 1.
- L'écrasement, autre mode de rupture, découle d'une force de compression excessive. Habituellement accompagné du basculement, il se produit généralement dans l'un des coins du mur à sa base. Ce type de défaillance est dénommé "écrasement au pied du mur" (voir **Figure 1.10d**). Bien qu'un écrasement puisse également se propager sur toute la base, cela reste très rare, étant donné la robustesse des murs de maçonnerie face aux charges gravitaires.

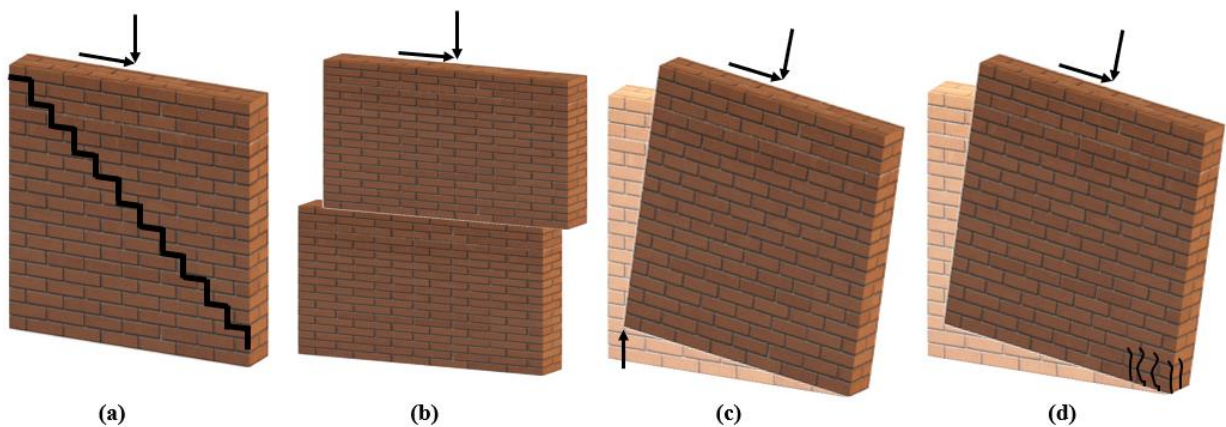


Figure 1.10 : Modes de rupture des murs en maçonnerie sous chargement dans le plan :
(a) Fissure diagonale, (b) Glissement de joint, (c) Balancement, (d) Ecrasement, inspiré de [27]

IV. RENFORCEMENT

Le comportement mécanique des murs en maçonnerie, tel que décrit ci-dessus, montre que la rupture peut survenir en cisaillement, et donc de façon peu ductile, lorsque la force horizontale appliquée devient prépondérante devant la charge verticale, limitant alors l'effet favorable du confinement vertical des matériaux, et plus spécifiquement du joint.

Les bâtiments traditionnels en maçonnerie sont ainsi assez vulnérables aux chargements horizontaux, tels que l'action du vent ou du séisme. L'un des éléments critiques de la rupture des murs lors de tremblements de terre est le manque de capacité en cisaillement, qui entraîne une rupture hors plan ainsi qu'une rupture dans le plan. L'abondance du patrimoine traditionnel en maçonnerie de briques, constituant une grande partie de l'habitat et des monuments dans certaines régions, ne permet pas d'envisager son remplacement, même progressif, par des constructions modernes répondant aux normes actuelles. C'est pourquoi la préservation du patrimoine bâti est aujourd'hui une priorité, d'un point de vue économique, culturel et historique et même écologique. Le renfort des murs de contreventement, rigoureusement identifiés après analyse du bâti, paraît une solution adéquate pour limiter sa vulnérabilité. Il existe de nos jours plusieurs techniques pour renforcer les structures en maçonnerie.

IV.1. Techniques et matériaux utilisés

L'objectif principal des techniques de renforcement est d'améliorer les propriétés mécaniques de la maçonnerie tels que la résistance à la traction et au cisaillement.

Comme mentionné plus haut, les structures en maçonnerie sont vulnérables aux charges horizontales, c'est pourquoi les techniques de renforcement doivent permettre de remédier à ce problème. En fonction de la méthode et des matériaux utilisés, ces techniques sont classées en deux catégories : les techniques traditionnelles et les techniques modernes, parmi elles le renforcement avec des matériaux composites.

IV.1.1. Méthodes traditionnelles

Les techniques traditionnelles sont entre autres : i) Le traitement de surface ; ii) Le revêtement en ferrociment ; iii) Le plâtre armé ; iv) L'injection de coulis et d'époxy, ...[29].

Traitement de la surface : Il consiste à construire un treillis en acier ou en polymère, recouvert d'un mortier à haute résistance, autour de la façade de la structure. Ce système conforte la maçonnerie après la fissuration et augmente la résistance à la charge ultime. Le traitement de surface améliore la résistance hors plan et réduit l'effet de voûte. Cependant, il s'agit d'une

technique qui recouvre la face extérieure de la maçonnerie en affectant l'apparence architecturale de la structure et l'application de cette technique affecte sérieusement les propriétés architecturales et le manque de "respiration" du mur peut accélérer la dégradation.

Revêtement en ferrociment : Cette technique est appliquée en enrobant des mailles étroitement espacées de tiges fines avec un ratio de renforcement de 3-8% dans une couche de mortier de ciment à haute résistance (15-30 MPa) d'une épaisseur de 10-50 mm. Le mélange de mortier typique consiste en un rapport ciment/sable de 1/ (1.5-3) avec un rapport E/C de 0.4. Il entraîne une augmentation considérable de la rigidité. Le renforcement des murs en béton armé préalablement endommagés peut restaurer la capacité et la rigidité d'origine. Le ferrociment peut contrôler la formation de fissures car il présente une résistance élevée à la flexion et au cisaillement. Il a fait l'objet de nombreuses études tant pour la maçonnerie non armée [29] que pour les structures en béton. Certains des avantages du ferrociment, tels que son prix très bas et sa capacité à être réalisé par des ouvriers non qualifiés, en font une solution idéale pour les logements à faible coût.

Le plâtre armé : Cette technique consiste à appliquer une fine couche de plâtre sur une armature en acier à haute résistance (barres diagonales ou treillis horizontal). Il a été observé que dans les essais de traction diagonale et les essais cycliques, la résistance dans le plan était multipliée par 1,25 à 3.

Injection de coulis et d'époxy : Elle est appliquée en injectant du coulis dans des trous pré-percés sur le mur.

L'objectif principal est de restaurer l'intégrité d'origine et de combler les vides et les fissures présents dans le mur. L'injection est durable et peut également permettre de restaurer la résistance initiale de la maçonnerie.

Les techniques traditionnelles de renforcement constituent une méthode appropriée pour améliorer le comportement structurel des bâtiments en maçonnerie, mais elles présentent certaines limites telles que le temps nécessaire à leur application, la réduction de l'espace disponible, l'impact sur l'esthétique, etc. En outre, le poids supplémentaire des techniques de renforcement peut également augmenter les forces d'inertie induites par les tremblements de terre et nécessiter le renforcement des fondations [29].

IV.1.2. Renforcement avec les matériaux composites

Un matériau composite se caractérise par sa composition hétérogène en phase solide, résultant de la combinaison d'au moins deux constituants non miscibles. Ces composants distincts se complètent mutuellement pour former un matériau aux propriétés hybrides.

En général, un matériau composite est composé d'un renfort et d'une matrice. Le renfort, souvent sous forme de fibres et/ou de particules, joue un rôle essentiel dans les propriétés mécaniques du matériau. La matrice agit comme un liant, permettant la transmission des efforts au renfort, le maintien de sa configuration initiale et sa protection contre les influences extérieures.

Les composites sont couramment classés en fonction de la nature de leur matrice, étant donné que la matrice assume toutes les fonctions autres que la résistance mécanique et guide le choix du processus de mise en forme. De manière générale, on distingue deux principales catégories: les composites à matrice organique et les composites à matrice minérale [30] (voir **Figure 1.11**).

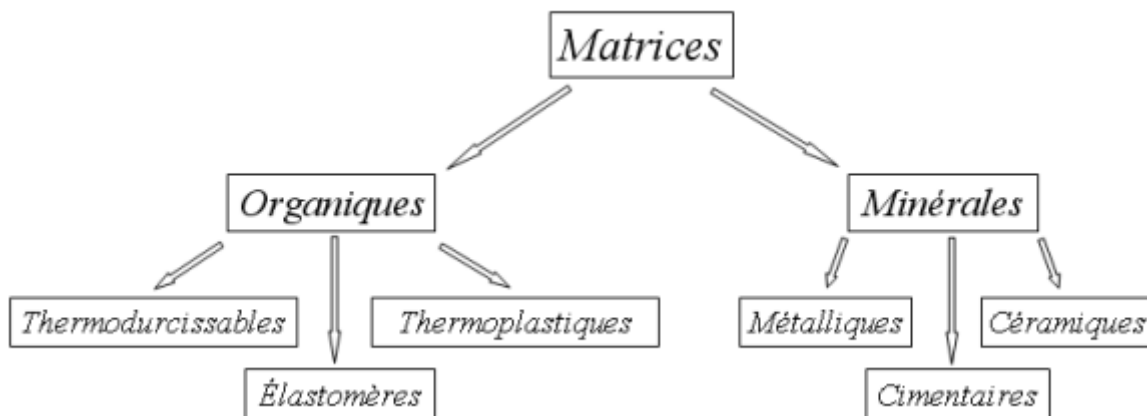


Figure 1.11 : Les différentes matrices des matériaux composites [30]

Deux principaux composites sont utilisés pour le renforcement de la maçonnerie :

- Les FRP (Fiber Reinforced Polymer) : Composites à matrice organique
- Les TRM (Textile Reinforced Mortar) : Composites à matrice minérale.

IV.1.2.1. Les FRP (Fiber Reinforced Polymer)

Les polymères renforcés de fibres (FRP) sont de nouveaux matériaux qui ont apporté un changement fondamental dans la modernisation des bâtiments. Les FRP sont constitués de fibres à haute résistance dans une matrice de résine. Ces fibres peuvent être en carbone (CFRP), en verre (GFRP) ou en aramide (AFRP). La résistance à la traction de ces fibres dans le sens

longitudinal est plusieurs fois supérieure à celle de l'acier. Outre leur résistance élevée à la traction, les FRP présentent deux autres avantages pour la réhabilitation des bâtiments, à savoir la légèreté et la durabilité dans différentes conditions. Les FRP peuvent être produits sous diverses formes, telles que les plaques, les bandes, les barres d'armature et les treillis. L'une des méthodes les plus efficaces et les plus simples consiste à utiliser les FRP sur les surfaces externes des éléments structurels, tels que les murs. Ces fibres sont utilisées dans divers éléments structurels parce qu'elles sont faciles à mettre en œuvre car très flexibles avant d'être placées dans la matrice. L'utilisation de FRP dans différents éléments et points de connexion, tels que la connexion des murs, peut augmenter de manière significative la capacité portante des bâtiments historiques en maçonnerie. [31]

La **Figure 1.12** illustre les polymères renforcés de fibres :

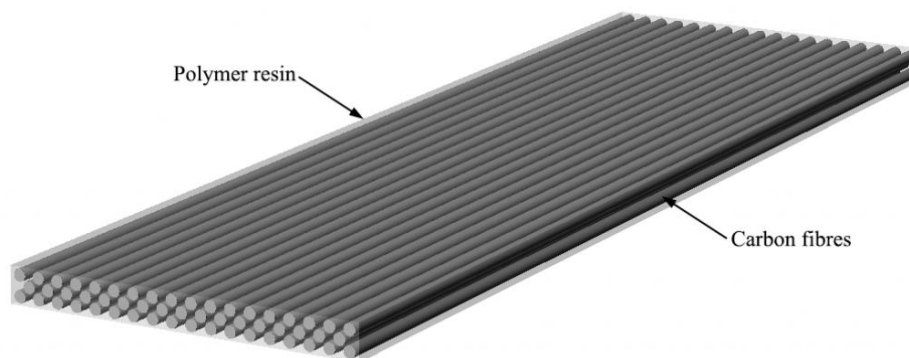


Figure 1.12 : Fiber Reinforced Polymer (FRP) [32]

L'utilisation des FRP a de nombreux avantages [31] tels que :

- Faible taille du renfort.
- Pas de modification de l'architecture du bâtiment.
- Rapport résistance et rigidité/poids élevé.
- Flexibilité de conception.

Malgré ces avantages, il existe plusieurs inconvénients à l'utilisation des FRP [31] :

- Nécessité d'enlever entièrement l'enduit mural.
- Coût très élevé des matières premières.
- Faible résistance à la température → risque d'incendie.
- Difficulté d'application en conditions humides.
- Fort impact environnemental.
- Manque de perméabilité à la vapeur d'eau donc risque de condensation.

En plus de ces inconvénients, et malgré la résistance élevée de ce composite, son manque de ductilité limite la dissipation d'énergie en cas de sollicitations sismiques.

En effet, en plus de la résistance, la ductilité ou la capacité d'un matériau à se déformer, est un critère important pour renforcer les structures en zone sismique.

IV.1.2.2. Les Textile Reinforced Mortar (TRM)

Le TRM, acronyme de "Textile Reinforced Mortar", représente un matériau composite qui intègre des textiles techniques multidirectionnels en combinaison avec une matrice minérale de granulométrie fine.

Il convient de noter que ces composites sont relativement innovants. Leur développement exploite les avancées scientifiques et techniques récentes concernant la formulation de matrices minérales et la création de textiles techniques, et inclue comme objectifs :

- La recherche de solutions alternatives pour les matériaux composites en évitant l'usage de matrices polymères (conformément aux directives de la réglementation Reach [33]).
- La satisfaction, dans la mesure du possible, des critères de développement durable, y compris les considérations liées aux coûts énergétiques, aux performances thermomécaniques, à l'amélioration de la fiabilité et de la sécurité, ainsi qu'aux possibilités de recyclage.

Il est important de noter que bien que cette approche ne révolutionne pas les composites existants, elle représente une étape dans la continuité de l'évolution des composites à base matrice minérale. Cependant, cette solution pose de nouvelles problématiques scientifiques complexes dues principalement à l'hétérogénéité et à l'anisotropie (à la fois initiale et induite) des composites TRM.

La **Figure 1.13** illustre le composite à matrice minérale et renfort textile.

Les TRM ont suscité beaucoup d'intérêt auprès des chercheurs et des industriels qui travaillent sur le renforcement des structures en maçonnerie du fait qu'ils présentent les avantages suivants :

- Les composites sont par nature légers.
- La rentabilité économique de ces renforts est favorisée par la substitution des armatures en acier par des armatures textiles, ce qui réduit les coûts.
- Ces renforts s'harmonisent avec les méthodes modernes de préfabrication.

- Ces structures parviennent à combiner une résistance mécanique (tant en traction qu'en compression) avec une ductilité remarquable.
- Grâce à la flexibilité et à la maniabilité des armatures textiles, ces composites permettent la réalisation de renforts aux formes complexes, telles que des coques courbées.
- Les renforts ont une bonne résistance au feu (c'est la matrice qui procure cette résistance au feu).
- La perméabilité à la vapeur des renforts constitue leur principal atout alors que c'est une des limites des FRP [6].

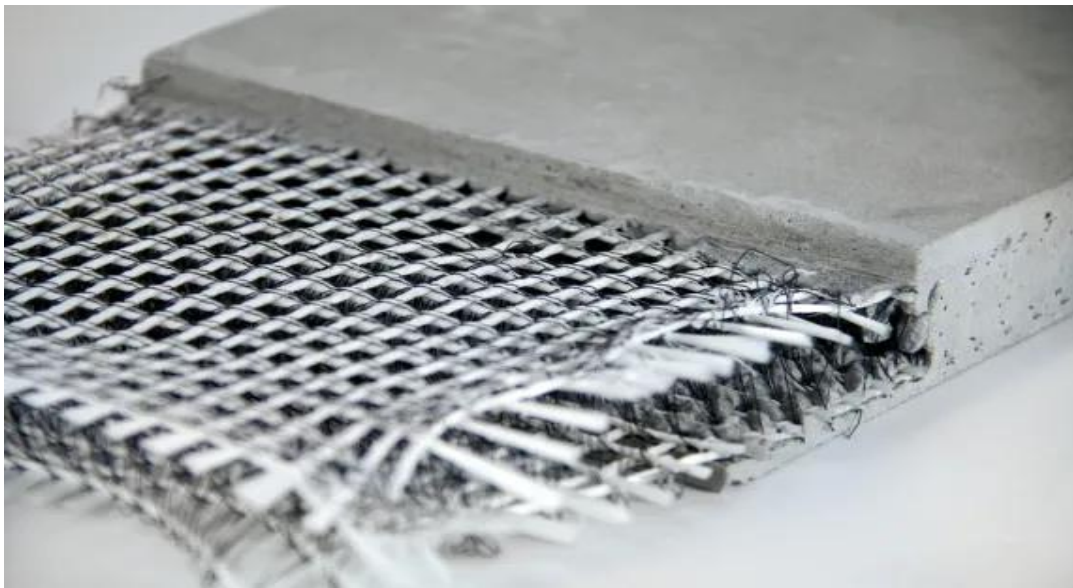


Figure 1.13 : Textile Reinforced Mortar (TRM) [34]

IV.2. Propriétés des TRM

Le mortier renforcé avec des fibres textiles a fait l'objet d'un certain nombre d'études au cours de la dernière décennie en termes de résistance, de durabilité, d'adhérence, de comportement, de modélisation et de méthode de conception. Il est considéré comme un nouveau matériau composite qui pourrait être utilisé dans l'industrie du bâtiment et de la construction [35] car la haute résistance du TRM peut supporter des sollicitations de traction élevées [36].

Les chercheurs ont conclu que le textile peut considérablement améliorer les propriétés mécaniques des matrices de minérales. Cependant, il existe des zones d'incertitude en ce qui concerne le textile. Il s'agit des éléments suivants : propriétés floues des filaments, telles que leur diamètre ; défauts dans la production des filaments ; propriétés de liaison entre les filaments eux-mêmes et entre la matrice et les filaments ; ajustement des filaments ; l'orientation des fibres. [37]

Dans cette étude, nous nous sommes intéressée aux configurations de renforcement utilisant les TRM, à l'orientation des fils et la nature de la matrice, pour améliorer les performances du renforcement et son efficacité.

IV.2.1. Les différentes matrices

Les matrices minérales employées dans la fabrication des composites renforcés de fibres textiles doivent permettre une incorporation facile du renfort en textile. Elles doivent donc pouvoir s'insérer au sein des mailles du textile, tout en assurant un enrobage optimal. Dans cette optique, des mélanges à consistance fluide et à granulométrie fine sont généralement privilégiés, avec une taille maximale de particules (D_{max}) inférieure ou égale à 2 mm.

Selon le contexte d'utilisation et le type de renfort textile associé à la matrice, d'autres critères peuvent également être pris en compte. Par exemple, dans le cas du renforcement de structures ou pour des applications industrielles nécessitant une accélération du processus, une prise rapide de la matrice lors de l'application du TRM peut être souhaitée.

Les matrices minérales utilisées actuellement dans les TRMs peuvent être classées en cinq catégories distinctes [38]:

- **Mortier de chaux hydraulique :**

Le mortier à base de chaux est tel qu'il a été décrit dans le paragraphe II.2. Il a une bonne ductilité et perméabilité à l'eau. Il est moins sensible à la température que le mortier de ciment mais sa résistance mécanique est plus faible que celle du mortier de ciment.

- **Mortier de ciment Portland :**

Le ciment de clinker Portland est produit par la cuisson d'un mélange précisément proportionné de calcaire et d'argile, contenant les éléments nécessaires tels que CaO , SiO_2 , Al_2O_3 et Fe_2O_3 . Dans le cas du mortier à base de ciment Portland, divers additifs peuvent être incorporés, avec des caractéristiques inertes de type I ou des propriétés inorganiques et pouzzolaniques de type II.

- **Mortier d'aluminate de calcium :**

Le liant utilisé dans ce mortier résulte d'une réaction entre la chaux dérivée du calcaire et l'alumine extraite de minéraux naturels tels que la bauxite. Le produit de cette réaction est appelé clinker d'aluminate de calcium, qui, après broyage, donne naissance au ciment d'aluminate de calcium (CAC). Ce ciment présente des caractéristiques remarquables. Parmi ces caractéristiques, on peut citer son durcissement rapide, ce qui en fait un

avantage pour certaines applications. De plus, il se distingue par sa résistance aux agressions chimiques ainsi que par son excellente résistance au feu.

- **Les mortiers chargés en polymères :**

Les mortiers utilisés comme matrices pour les composites renforcés de fibres textiles (TRM) peuvent être modifiés en incorporant des polymères tels que l'époxy ou le latex. Deux techniques sont couramment utilisées pour ajouter des polymères au mortier.

La première consiste à imprégner le mortier une fois qu'il est durci (Technique PIC), ce qui permet d'accroître les résistances à la compression et à la traction, ainsi que le module de rigidité. Cependant, cette technique est souvent complexe et coûteuse à mettre en œuvre.

La deuxième technique implique l'incorporation directe du polymère sous forme de poudre dans la formulation du mortier (Technique PMC).

Bien que cette technique puisse entraîner une diminution des performances mécaniques du mortier en termes de résistance en compression, traction et de module d'Young, le fait que le polymère sous forme de particules très fines puisse pénétrer les vides entre le mortier et le renfort textile permet d'améliorer l'adhérence entre la matrice et le textile.

- **Matrice phosphatique :**

Les Professeurs Wastiels et Patfoort [53, 54] de la faculté des sciences appliquées de Bruxelles (VUB) ont élaboré une matrice phosphatique baptisée 'Vubonite'. Cette matrice résulte de l'interaction entre la poudre de Wallonite, un minéral provenant du granite, et une solution aqueuse contenant de l'acide phosphorique. La réaction entre le silicate de calcium présent dans la Wallonite et l'acide phosphorique aboutit à la formation d'une matrice céramique avec une structure tridimensionnelle réticulée.

Contrairement aux autres matrices précédemment évoquées, la Vubonite est un liant aérien. Sa fluidité élevée lui permet de s'adapter à différents types de renforts textiles. Après durcissement, son pH neutre permet de l'utiliser avec le verre E. Il est toutefois important de noter que cette matrice présente un retrait significatif qui varie entre 0.25 et 0.5%, bien plus élevé que celui des mortiers de ciment Portland. De plus, en raison de sa fluidité excessive, elle est difficilement applicable.

Il faut préciser que la plupart des matrices minérales ont un pH supérieur à 7. Ces matrices sont donc des milieux alcalins, ou basiques. Certaines fibres sont dégradées lorsqu'elles sont dans des milieux alcalins, tels que la fibre de verre qui subit des altérations significatives de morphologie et de structure, accompagnées d'une diminution de la résistance à la traction et d'une augmentation de la surface spécifique de la fibre (causée par la perte de masse) [39].

IV.2.2. Les différents textiles

Les textiles se composent de multiples fils, chacun étant lui-même constitué de nombreux filaments dont les diamètres varient entre 5 et 35 micromètres. Ces filaments sont interconnectés par un processus appelé ensimage, qui affecte à la fois l'adhérence entre les filaments du textile et entre ces filaments et la matrice. Les fils de textile sont généralement caractérisés par leur poids linéaire, exprimé en Tex (grammes par mètre), une valeur qui dépend de la nature des filaments, du nombre de filaments, de leurs diamètres et de l'ensimage.

Les propriétés physiques, mécaniques et chimiques des renforts textiles exercent une influence majeure sur le comportement mécanique des composites renforcés de fibres de textiles.

Les textiles utilisés doivent offrir une adhérence satisfaisante avec la matrice, ainsi qu'un module de rigidité suffisamment élevé pour le contrôle de la formation et l'ouverture des fissures. Leur compatibilité chimique avec la matrice est primordiale pour garantir la durabilité des TRM face aux réactions alcalines. [38]

Dans ce travail, les textiles sont classés seulement en fonction de la nature de leurs filaments, seul le procédé de fabrication qui nous intéresse sera présenté.

IV.2.2.1. Classification basée sur la nature des filaments

Parmi les divers matériaux utilisés dans les technologies TRM, les plus répandues sont [38]:

- **Les fibres de verre E et de verre AR :**

Le verre est obtenu par réaction entre l'argile, la silice et le calcaire à des températures élevées (au-delà de 1350°C). Les filaments de verre E sont produits par étirage à grande vitesse du verre fondu. L'opération d'ensimage protège les filaments de verre E de l'abrasion et des cristaux en excès en surface. Les fibres de verre AR, résistantes aux alcalis, sont obtenues en ajoutant environ 15 % de masse de zirconium au verre E pour prévenir la réaction alcaline. Le textile en fibre de verre AR est largement utilisé dans les TRM en raison de son coût abordable et de sa disponibilité.

- **Le basalte :**

Le basalte est une roche magmatique refroidie rapidement. Les fibres de basalte sont produites par l'extrusion de basalte fondu à des températures très élevées (1400°C). Elles affichent des résistances mécaniques supérieures à celles des fibres de verre et présentent une excellente résistance au feu, pouvant supporter des températures jusqu'à 820°C sans modification significative de leurs caractéristiques mécaniques [38]. Le basalte est plus abordable (en termes de prix) que d'autres matériaux tels que la

céramique ou le carbone. Il est aussi résistant à la corrosion (la corrosion c'est l'altération des fibres en milieu acide pour un $\text{pH} < 7$). Sa stabilité en milieu alcalin est limitée, ce qui nécessite un traitement spécifique avant son intégration dans des matrices à pH alcalin ou son association avec des matrices à pH neutre comme la Vubonite.

- **L'aramide :**

Résultant d'une réaction chimique complexe, l'aramide est un matériau à base de polymères. Les filaments d'aramide sont obtenus par extrusion, refroidissement et bobinage.

Les textiles d'aramide présentent une résistance en traction, au cisaillement et à l'impact beaucoup plus élevée que les textiles en verre AR et basalte mais une rigidité plus faible. Bien qu'encore sensibles aux environnements alcalins, les textiles d'aramide de nouvelles générations, comme le Technora, offrent une meilleure durabilité.

- **Le carbone :**

La fibre de carbone est fabriquée à partir du polyacrylonitrile (PAN) par oxydation et pyrolyse. Elle affiche les meilleures performances mécaniques pour sa densité et résiste bien aux environnements alcalins et acides, avec un faible coefficient de dilatation. Cependant, sa production est coûteuse, elle nécessite une isolation électrique des machines de production en raison de sa conductivité.

- **Les aciers inoxydables :**

Les aciers inoxydables sont des alliages d'acier et de fer auxquels est ajouté du chrome. Les filaments d'acier inoxydable de 1mm de diamètre sont obtenus par étirage à chaud de barres d'acier inoxydable de 6 à 10mm de diamètre. Ils présentent une ductilité élevée et sont durables (coûts d'entretien réduits, une longue durée de vie et un recyclage facile en fin de vie).

La **Figure 1.14** présente la loi de comportement en traction de certaines fibres.

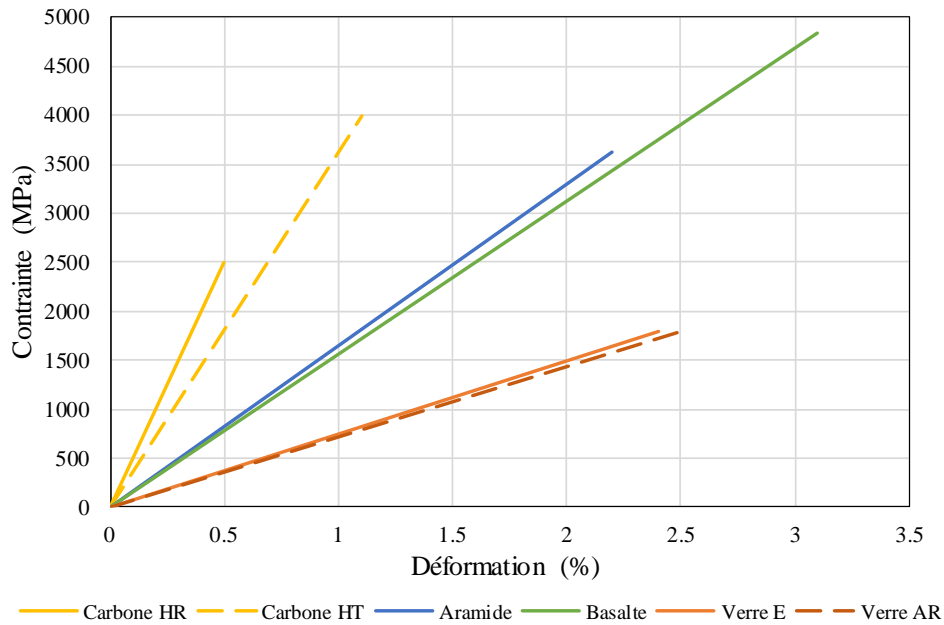


Figure 1.14 : Loi de comportement en traction des fibres, inspiré [38]

Les fibres utilisées dans notre étude sont les fibres de verre E et verre AR en raison de leur résistance et de leur ductilité quand elles sont sous forme textile.

IV.2.2.2. Techniques de fabrication

Les technologies de production de textiles à base de fibres diffèrent en fonction de la configuration spatiale des textiles : textiles unidimensionnels, bidimensionnels et tridimensionnels [38].

Les textiles en 3D ont été créés principalement pour remédier aux ruptures par délaminage des renforts et pour la reprise des efforts dans les trois directions.

Il existe de nombreuses techniques de fabrication des textiles à base de fibres.

On peut citer :

- **Les textiles tricotés** : Il existe deux types de textiles tricotés, les canevas et les textiles tricotés à maille jetée [38].

Les canevas sont des textiles qui maintiennent les fils de reprise d'efforts parallèles les uns aux autres dans une, deux ou trois directions (canevas 1D, 2D et 3D) grâce à un tricotage utilisant un fil de chaînette à maille jetée. Contrairement à la technique de tricotage en trame, où un seul fil est utilisé, les mailles du tricot à maille jetée des canevas sont créées par des aiguilles alimentées individuellement, chacune étant reliée à un fil distinct.

Le textile tricoté à maille jetée repose sur le même principe que le canevas, où les fils de reprise d'efforts sont maintenus parallèles les uns par rapport aux autres grâce à un tricotage à maille jetée. Cependant, dans le cas du textile tricoté à maille jetée, les fils de reprise d'efforts sont solidement incorporés et serrés à l'intérieur des mailles des fils de chaînette. Par conséquent, les deux schémas de maillage des fils de chaînette et des fils de reprise d'efforts sont complètement interdépendants les uns par rapport aux autres.

- **Les textiles tissés** : Le textile tissé est créé en entrelaçant deux séries de fils disposées orthogonalement l'une par rapport à l'autre, dans les directions chaîne et trame. Le processus de tissage implique le passage alternatif d'un fil de chaîne au-dessus et en dessous d'un fil de trame, en suivant des séquences répétitives et préétablies. Le motif d'entrelacement a un impact significatif sur les propriétés physiques et mécaniques des tissus.

- **Les textiles tressés** : Les textiles tressés sont confectionnés en entrelaçant des brins de fils les uns avec les autres, en suivant un chemin qui n'est pas nécessairement linéaire. Techniquement, ce processus implique un déplacement des supports de bobines pour chacun des brins de fils.

Les textiles tressés offrent une grande variété de possibilités en termes de designs géométriques et sont fréquemment utilisés dans la conception de textiles en 3D. Cependant, le principal inconvénient des textiles tressés réside dans leur fabrication qui est lente et coûteuse.

- **Les textiles collés** : La technique de collage implique la liaison des fils textiles les uns aux autres aux points de croisement (généralement dans deux positions orthogonales, à savoir la trame et la chaîne dans le cas d'un textile 2D) en utilisant un liant polymère ou un processus thermique.

Cette méthode vise à garantir la stabilité géométrique du renfort textile [38].

Les textiles utilisés dans cette étude sont des textiles collés A cause de leur stabilité géométrique : le textile est à la fois suffisamment souple pour être manipulé facilement, et suffisamment rigide pour être maintenu en place (voir **Figure 1.15**).

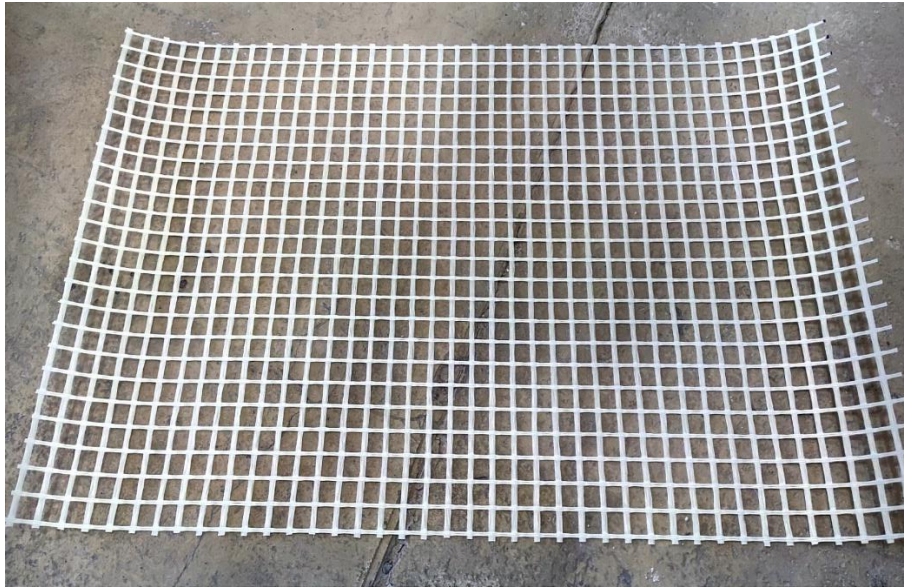


Figure 1.15 : Textile collé

IV.2.3. Comportement de traction

Un grand nombre d'études a porté sur le comportement en traction directe des composites renforcés de fibres de textile (TRM) [37], [38], [40], [41], étant donné que le renfort est sollicité en traction lorsqu'il est appliqué à la maçonnerie, alors que la compression est reprise par la maçonnerie elle-même. La relation entre la contrainte moyenne et la déformation axiale d'un composite textile-mortier sollicité en traction directe peut être illustrée par une courbe présentée dans la **Figure 1.16**.

La courbe contrainte-déformation peut être divisée en trois phases distinctes [38]:

- **Phase I** : Cette phase correspond à la partie élastique, où la rigidité du composite est principalement déterminée par le module d'élasticité de la matrice. Cette étape prend fin lorsque la première macro-fissure transversale apparaît, marquant ainsi la limite élastique en traction de la matrice.
- **Phase II-a** : Cette phase se caractérise par une diminution significative de la rigidité du composite due à la multi fissuration de la matrice à chaque apparition d'une fissure. Pendant cette phase, l'effort se transmet de la matrice fissurée au renfort textile, qui redistribue à son tour l'effort vers la matrice jusqu'à l'apparition d'une nouvelle fissure. Ce processus itératif conduit à la "multi fissuration" de la matrice. L'espacement et l'ouverture des fissures au cours de cette phase sont étroitement liés à l'efficacité de l'interaction entre la matrice et le textile.

- **Phase II-b** : Au cours de cette phase, la quasi-totalité de l'effort est transférée au renfort textile. La rigidité du composite pendant cette période dépend principalement de la rigidité, du taux de renfort et du taux de travail du renfort textile.

On parle parfois d'une phase III [42], phase qui représente la rupture du textile et qui est relativement peu investie dans la littérature.

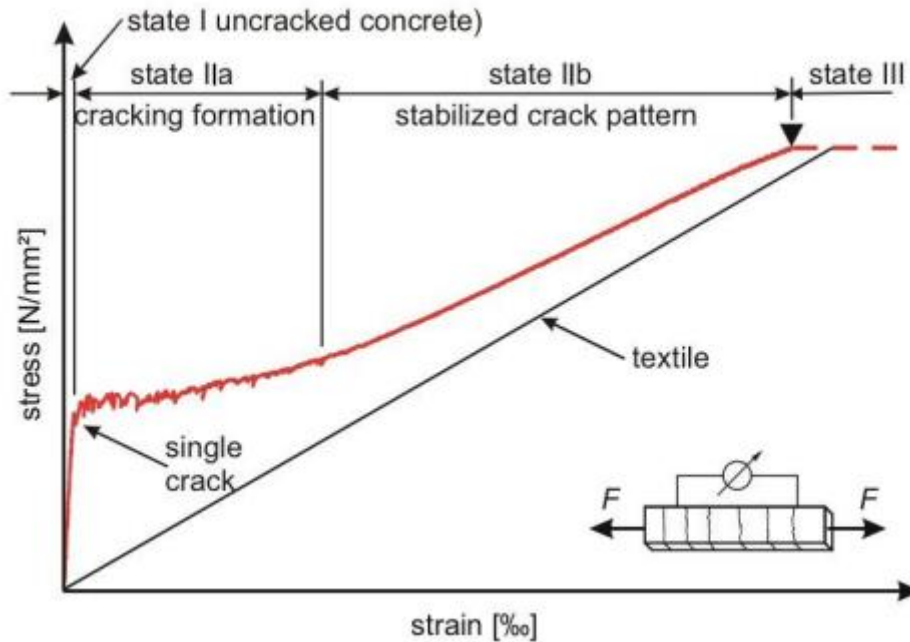


Figure 1.16 : Loi de comportement en traction d'un composite TRM [41]

IV.2.4. Modes de rupture des TRM

La **Figure 1.17** illustre trois modes de défaillance typiques observés au cours de l'essai de traction uni axiale d'éprouvettes de TRM selon les études précédentes [43]:

- Le mode de défaillance " A " correspond à une rupture en traction qui s'est produite près de la zone d'ancrage en raison d'un état de contrainte biaxiale causé par la combinaison de la force de compression dans la zone d'ancrage et de la force de traction appliquée
- Le mode de défaillance " B " correspond à une rupture en traction due à la rupture des fils de chaîne dans la phase de post-fissuration ;
- Le mode de défaillance " C " correspond à une rupture due au glissement des fibres de carbone dans la matrice de mortier dans la zone d'ancrage.

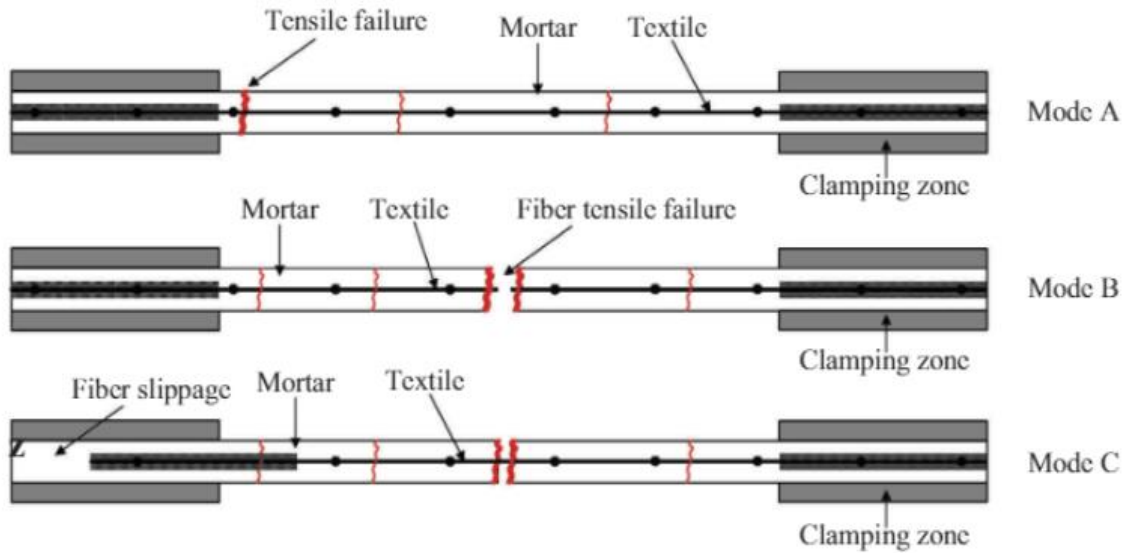


Figure 1.17 : Modes de rupture des TRM soumis à une traction directe [43]

Il existe un quatrième mode de rupture, qui est la rupture par délaminage (voir **Figure 1.18**). Cette rupture se produit par décollement du mortier qui se désolidarise du composite et qui met à nu le textile.

De Santis S., et De Felice, G., décrivent ce phénomène comme causé par la restitution de la déformation élastique des fils après la rupture qui peut provoquer l'expulsion de parties de mortier [44] (**Figure 1.18**).



Figure 1.18 : Rupture par délaminage des TRM [38], [44]

IV.2.5. Comportement de l'interface maçonnerie/TRM

La liaison entre le mortier (matrice inorganique), le renforcement (fibres) et le substrat (maçonnerie) est d'une importance vitale pour l'efficacité du renforcement, car le décollement peut conduire à une défaillance prématurée et à une activation limitée des fibres, qui constituent le composant le plus coûteux du système de renforcement.

Par conséquent, les modes de rupture souhaitables des éléments de maçonnerie renforcés par des TRM devraient impliquer une rupture de la maçonnerie en compression ou une défaillance du textile en traction.

La rupture de l'adhérence peut se manifester macroscopiquement par une perte de cohésion due à une rupture en cisaillement du substrat (**Figure 1.19a**) ou de la matrice inorganique (**Figure 1.19b**), ou du glissement du renfort fibreux dans la matrice inorganique (**Figure 1.19c**). Un autre mécanisme de rupture possible, bien qu'il ne soit pas dû au décollement, est la rupture du textile (**Figure 1.19d**). [6]

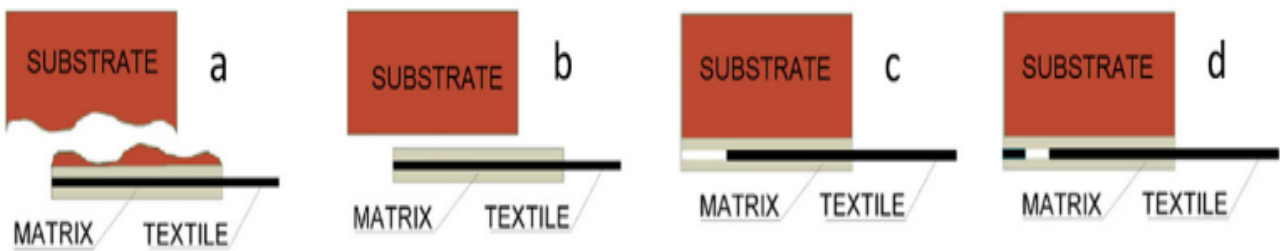


Figure 1.19 : Modes de rupture de l'interface substrat/TRM : (a) cisaillement du substrat, (b) cisaillement de la matrice inorganique, (c) glissement du textile dans la matrice, (d) rupture du textile [6]

Dans une présentation plus détaillée, la classification des mécanismes de rupture peut être portée à six si le mécanisme de glissement est divisé en trois sous-catégories différentes : (a) glissement à l'intérieur de la matrice, (b) glissement du textile avec la couche externe de la matrice, (c) glissement avec seulement la couche externe fissurée [45]–[48]. Le mécanisme de glissement est le cas le plus courant, du moins dans les expériences décrites dans [48]–[50].

À l'échelle microscopique, le mécanisme de glissement est influencé par le frottement entre les filaments intérieurs et extérieurs d'un fil, dû à un degré différent d'imprégnation du mortier entre le fil et la pâte inorganique qui l'entoure. Ce mécanisme provoque un champ de contraintes non uniforme dans les filaments d'un fil, car les filaments extérieurs sont soumis à des déformations plus importantes et donc à des contraintes plus élevées que les filaments intérieurs [51].

IV.3. Comportement de la maçonnerie renforcée à l'échelle de l'élément de structure

Dans le but d'analyser la capacité d'un mur en maçonnerie à résister aux séismes, il est crucial de pouvoir reproduire les modes de rupture observés lors de tremblements de terre. Dans cette optique, les études répertoriées dans les écrits se concentrent sur des essais réalisés sur des murs dont la géométrie est représentative par rapport aux murs existants.

Une attention particulière est accordée aux conditions aux limites et aux charges appliquées. Ces conditions doivent imiter aussi fidèlement que possible celles subies par le système structurel d'un véritable bâtiment lors d'un séisme.

Lors de l'évaluation expérimentale de la résistance sismique d'une structure, il est courant de séparer les comportements qui se produisent hors plan du mur et ceux qui se produisent dans le plan du mur en maçonnerie. Dans cette étude, on s'intéressera seulement au comportement dans le plan d'un mur en maçonnerie. [52]

Les modes de déformation des constructions en maçonnerie soumises à des contraintes sismiques sont susceptibles d'être explorés au moyen de trois catégories d'expérimentation :

- Les essais statiques monotones ;
- Les essais cycliques ;
- Les essais dynamiques : incluant des analyses vibratoires et la détermination des caractéristiques modales.

IV.3.1. Essais statiques monotones

Les deux protocoles utilisés pour évaluer le comportement au cisaillement de murs maçonnés sont l'essai de compression diagonale et l'essai de compression-cisaillement combiné.

Dans la plupart des articles, c'est l'essai de compression diagonale qui est réalisé pour déterminer l'efficacité des renforts TRM [12], [13], [53].

L'essai de compression diagonale peut être effectué conformément aux recommandations ASTM E519 [54] ou RILEM TC-76 LUM. Selon ces textes, le spécimen maçonné doit former un carré de côté de longueur au moins égale à 4 fois la longueur d'une brique.

Le principe de cet essai est d'encasturer deux angles opposés à l'aide de sabots très rigides et de haute résistance. La longueur d'encastrement doit être égale à au moins 1/10 de la longueur d'un côté du mur. La charge de compression est appliquée progressivement (à une vitesse d'environ 0,1mm/s).

Afin de comparer les performances de cisaillement des murs de maçonnerie renforcés par différents renforts en fibres, Shuaian Cheng et al. [53] ont effectué des essais de compression diagonale dans le plan sur 20 murs en maçonnerie.

Le renforcement par mortier, polymère renforcé par des fibres (FRP), composite cimentaire technique (ECC), mortier renforcé par des textiles (TRM) et le renforcement des joints ont été principalement étudiés. Les modes de rupture, la résistance au cisaillement, la pseudo-ductilité et la dissipation d'énergie des différentes méthodes de renforcement ont été analysés et discutés.

Dans la **Figure 1.20** qui suit, W-SC1 et W-DC1 désignent les murs renforcés avec des TRM en fibre de Carbone, le S et le D signifient Single et Double face (renfort sur une ou deux faces).

W-SF et W-DF désignent les murs renforcés avec des FRP sur une ou deux faces et, le mur non renforcé est désigné par W-U.

Les résultats des essais ont montré que les murs en maçonnerie non armés et les murs renforcés par du mortier présentaient différents degrés de fragilité, et que le renforcement par FRP et TRM pouvait limiter cette fragilité. Dans les conditions expérimentales de cette étude, la résistance au cisaillement des murs renforcés avec des FRP était légèrement inférieure à celle des murs renforcés par des TRM.

La pseudo-ductilité et la dissipation d'énergie des murs sont davantage favorisés par le renfort TRM que par le renfort FRP.

Selon leurs résultats le renforcement par TRM a permis d'augmenter la charge maximale de 185% pour un renfort sur une seule face, 207% pour un renfort sur deux faces, par rapport à un mur non renforcé, contre 149% et 192% respectivement pour le renforcement par FRP (voir **Figure 1.20**).

Les auteurs ont défini la pseudo ductilité μ comme le rapport γ_u/γ_{cr} où γ_u est la déformation correspondant à $0.8\tau_{max}$ dans la branche descendante de la courbe Contrainte de cisaillement / Déformation, et γ_{cr} la déformation correspondant à $0.7\tau_{max}$ de la branche ascendante.

Les murs renforcés avec des TRM sur une et deux faces ont respectivement une pseudo ductilité de 5.75 et 11.75 contre 3.95 et 4.5 pour les murs renforcés avec des FRP (la pseudo ductilité du mur non renforcé étant égale à 1).

Le mode de rupture observé lors de ces essais était la fissuration par traction diagonale.

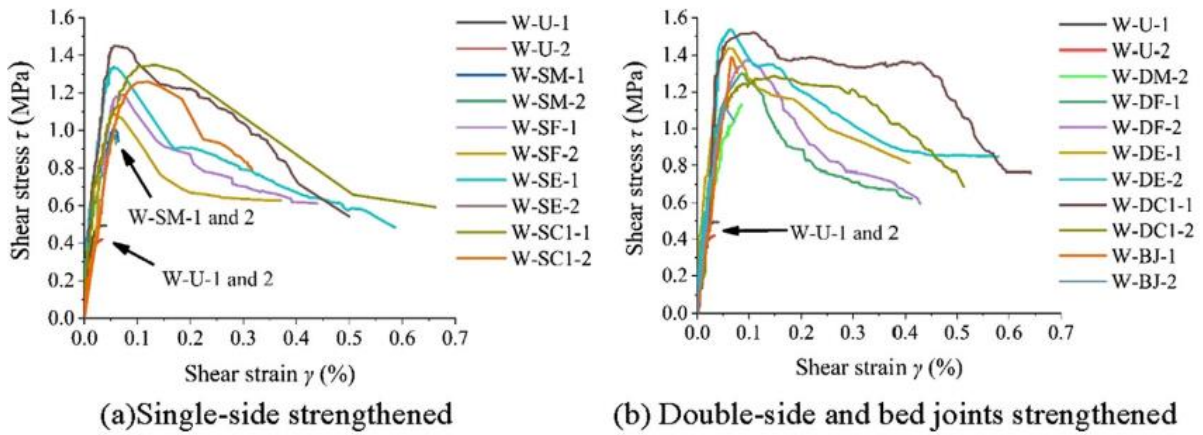


Figure 1.20 : Résistance au cisaillement des murs testés sous compression diagonale

Dans les travaux de G. Castori et al. [12], une campagne expérimentale en laboratoire a été menée sur 12 murs en maçonnerie de taille réelle. Ceux-ci ont été testés en compression diagonale afin d'évaluer leur comportement en cisaillement dans des configurations non renforcées et renforcées par des FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix, ou TRM). Les résultats ont démontré que le renforcement des murs de cisaillement par le FRCM est une méthode efficace.

Les auteurs ont utilisé des textiles présentant deux tailles de mailles (50mm pour le type 1 et 35 mm pour le type 2) et fait varier la configuration de renfort (une face ou deux faces).

Les résultats montrent que la taille des mailles n'a pas beaucoup d'impact sur la charge maximale supportée par le mur (voir **Figure 1.21**).

Par ailleurs, la taille des mailles semble impacter le module de cisaillement global apparent du mur. Le mode de rupture est le même que celui observé par Shuaian Cheng et al [53].

	Masonry	Single- or Double sided Reinforcement	Mesh	Coating Mortar
MAT-01-U		-	-	-
MAT-02-D	Brickwork	Double	Type 1	Type A
MAT-03-S		Single	Type 1	Type A
MAT-04-D		Double	Type 2	Type A
MAT-05-S		Single	Type 2	Type A

Designation	Wall Thickness (mm)	Single- or Double sided Reinforcement	No. of loading cycles	Maximum diagonal Load F_{max} (kN)	Masonry Tensile Strength f_t (MPa)	Masonry Shear Strength τ_0 (MPa)	Shear Modulus G_{bil} (MPa)
MAT-01-U	240	-	7	67.03	0.116	0.077	1080
MAT-02-D	291	Double	14	204.9	0.353	0.236	1490
MAT-03-S	260	Single	9	100.2	0.175	0.117	1052
MAT-04-D	297	Double	14	199.8	0.350	0.233	2512
MAT-05-S	270	Single	10	113.4	0.200	0.133	2703

Figure 1.21 : Configurations et résultats des murs en maçonnerie testés [12]

Les travaux de G. Ferrara et al. [13] présentent une étude expérimentale sur la capacité de cisaillement des murs renforcés par des TRM de fibre végétale caractérisés par une quantité différente de renfort textile. Cette étude montre que le renforcement par des TRM de lin améliore la résistance et la ductilité d'un mur en maçonnerie, ce qui confirme l'utilité potentielle de ces matériaux. En outre, elle met en évidence certaines limites de cette technique de renforcement.

Des assemblages de maçonnerie renforcés extérieurement par des systèmes Flax-TRM (TRM avec des fibres de Lin) ont été soumis à des essais de compression diagonale dans le but d'évaluer leur résistance au cisaillement (traction), obtenue lorsque l'échantillon de mur se sépare dans la direction perpendiculaire à la direction de la charge.

Trois séries différentes d'échantillons ont été prises en compte :

- la première série, appelée USW, était caractérisée par des murs non renforcés et était configurée pour démontrer le comportement mécanique de référence ;
- la deuxième série, étiquetée SW-1L, était caractérisée par des murs renforcés extérieurement par le système Flax TRM-1L (1 couche) ;
- la troisième série, étiquetée SW-2L, était caractérisée par des murs renforcés extérieurement par le système Flax TRM-2L (2 couches).

En termes de charge maximale, les murs renforcés extérieurement, SW-1L et SW-2L, ont obtenu une valeur moyenne plus de deux fois supérieure à celle atteinte par les murs non renforcés, USW. Cependant, en comparant les deux séries renforcées, aucune différence significative n'est observée, même si la quantité de renfort textile a été doublée dans la série SW-2L par rapport à la série SW-1L. Comme on pouvait s'y attendre, le textile n'a pas eu d'impact significatif sur la phase élastique, qui était principalement régie par la contribution de la matrice, alors que l'impact du textile était significatif lorsque des valeurs plus élevées des déformations étaient obtenues dans la phase de post-pic avec la matrice de mortier déjà fissurée.

IV.3.2. Essais cycliques

D'autres auteurs ont réalisé des essais cycliques de compression-cisaillement dans le plan pour étudier l'efficacité de ce type de renfort.

Les géométries des murs ont varié de mur carré [55], à un mur élancé avec $H/L > 1$ [5], [8], à un mur avec $H/L < 1$ [56].

Les travaux de L. Garcia-Ramonda et al. [55] présentent un programme expérimental sur des murs de maçonnerie de dimensions carrées composés de briques d'argile pleines faites à la main et de mortier de chaux hydraulique. Des essais cycliques de compression cisaillement ont été effectués sur les murs dans trois configurations différentes : non renforcés, réparés et renforcés, et simplement renforcés.

Les résultats expérimentaux ont montré l'adéquation des solutions proposées pour l'amélioration sismique et la réparation post-séisme des bâtiments en maçonnerie existants. Les résultats de la recherche ont mis en évidence la capacité de la technique de réparation proposée pour renforcer les murs endommagés et l'efficacité du système B-TRM étudié pour augmenter la résistance, la ductilité et la résistance aux chocs et la dissipation d'énergie de la maçonnerie en briques d'argile.

D'après les résultats de leur étude, le renforcement avec textile de basalte a permis d'augmenter la résistance du mur de 29% avec une augmentation du déplacement au pic de 16%.

La réparation quant à elle, n'a pas beaucoup accru la résistance (4%), mais a permis d'augmenter le déplacement au pic de 31% [55].

L'étude de N. Reboul et al. [5] présente les résultats d'une campagne expérimentale sur des murs en maçonnerie afin de caractériser leur comportement sous des sollicitations cycliques dans le plan.

Une série de cinq murs a été construite, y compris un mur de référence et quatre murs renforcés par des composites FRP (fibres polymère renforcé par des fibres, deux bandes d'une couche de carbone ou deux bandes de deux couches de verre) ou des composites TRM (mortier renforcé par des textiles, deux bandes d'une couche de carbone ou deux bandes de deux couches de verre).

Dans leurs travaux, les matériaux de renforcement n'ont pas été appliqués sur toute la surface de la maçonnerie : les murs ont été renforcés uniquement par des bandes composites verticales, espacées de manière à réduire la quantité de matériaux composites. Chaque mur a été testé sous une charge de compression-cisaillement.

Les résultats montrent une augmentation significative de la résistance pour tous les murs renforcés.

Le renforcement TRM avec des fibres de verre a ainsi permis une augmentation de 262%, avec une augmentation de la pseudo ductilité de 63% par rapport à un mur non renforcé (voir les courbes enveloppes sur la **Figure 1.22**) [5].

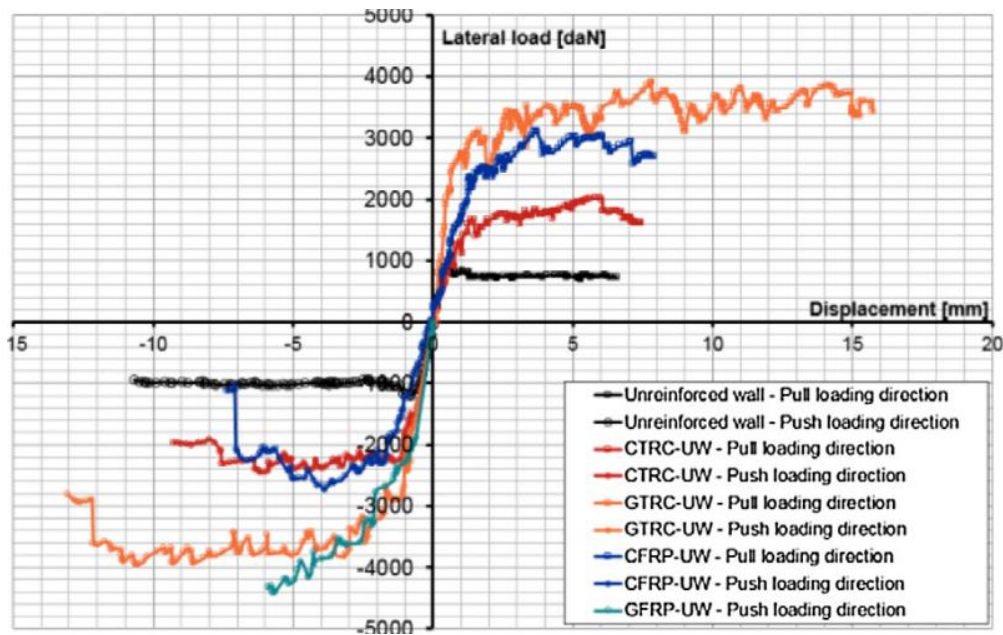


Figure 1.22 : Courbes enveloppes des murs testés en compression-cisaillement [5]

Dans l'étude de C. G. Papanicolaou et al. [8], l'efficacité des revêtements de TRM est évaluée par rapport à celle des FRP. Des essais à moyenne échelle ont été réalisés sur 22 murs de maçonnerie soumis à une charge cyclique dans le plan. Trois types d'échantillons ont été utilisés : (a) murs de cisaillement ; (b) colonnes-poutres ; et (c) poutres. Et, les paramètres étudiés comprenaient le matériau de la matrice (mortier ou résine), le nombre de couches textiles et le niveau de contrainte de compression appliqué aux murs de cisaillement et aux colonnes-poutres.

Les résultats ont montré l'efficacité du taux de renfort. En effet, les renforts une couche ont augmenté le F_{max} de 298 et 407% pour 2.5 et 10% respectivement de la résistance à la compression en précharge, par rapport à un mur de référence (non renforcé).

Les renforts deux couches ont augmenté le F_{max} de 471 et 517% respectivement pour 2.5% et 10% de la résistance à la compression en précharge.

Ils ont aussi montré l'importance de la précharge. En effet la résistance au cisaillement augmente lorsque la précharge augmente (voir **Figure 1.23**). On peut lier cette augmentation à celle du confinement du mortier qui résulte de la précharge.

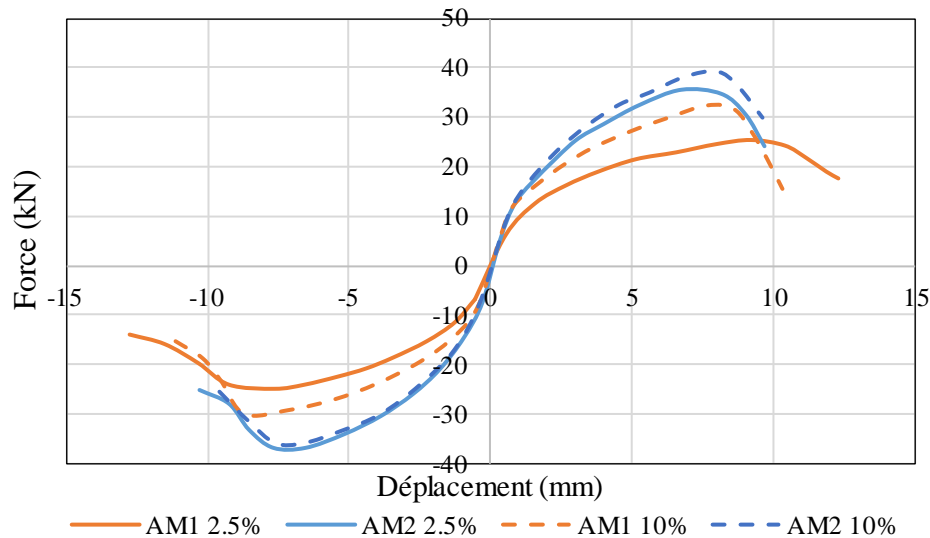


Figure 1.23 : Courbes enveloppes des murs renforcés avec des TRM une couche et deux couches, avec une pré compression égale à 2.5% et 10% de la résistance à la compression des murs – inspiré de [8]

Il faut par ailleurs souligner la rareté des essais cycliques dans la littérature, mais aussi la rareté de ces essais sur la maçonnerie à base de brique de terre cuite moulée, ce qui nous a poussée à réaliser ces travaux.

V.MODELISATION

La modélisation joue un rôle de plus en plus essentiel en complément des expériences. En raison des défis liés à la mise en place d'essais expérimentaux et aux ressources requises pour les mener à bien, la modélisation est devenue indispensable pour compléter, voire substituer, certains essais particulièrement exigeants.

Elle repose sur les données obtenues expérimentalement, les enrichissant ainsi. C'est pourquoi il est de plus en plus pertinent d'associer des modèles aux campagnes expérimentales.

V.1. Modélisation des géo matériaux [18]

La maçonnerie est un assemblage de blocs et de joints. Ces blocs peuvent être de la pierre ou des briques (de terre crue ou cuite). Elle est par conséquent hétérogène et anisotrope. La caractérisation mécanique de cette structure (voir **Figure 1.24**) est rendue difficile à cause de cette hétérogénéité, la variabilité des lois de comportement des blocs et du mortier, la fabrication et la mise en œuvre.

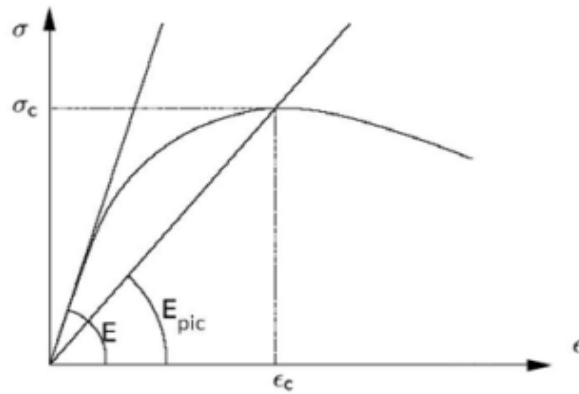


Figure 1.24 : Relation contrainte/déformation de la maçonnerie [57]

Deux principales approches se présentent à nous : la micro-modélisation et la macro-modélisation. La micro-modélisation prend en compte chaque élément de la structure avec l'interaction entre les éléments. Ainsi, le comportement de chaque élément est décrit avec précision (**Figure 1.25a**).

L'inconvénient majeur de ce type de modélisation est la difficulté de modéliser tous les éléments quand on vient à étudier de grandes structures. Le temps de calcul est bien sûr d'autant plus important que les structures sont grandes et détaillées.

Il existe une méthode simplifiée de micro-modélisation qui consiste à modéliser les blocs et l'interface en considérant le mortier comme un élément d'interface (voir **Figure 1.25b**).

La macro-modélisation quant à elle considère la maçonnerie comme un matériau homogène (**Figure 1.25c**). Le choix se fait donc en fonction de la taille de la structure à modéliser, du nombre d'éléments, de la précision requise et du temps de calcul nécessaire.

Les différentes méthodes pour l'analyse du comportement de la maçonnerie sont décrites par Lourenço [58] et Papa [59].

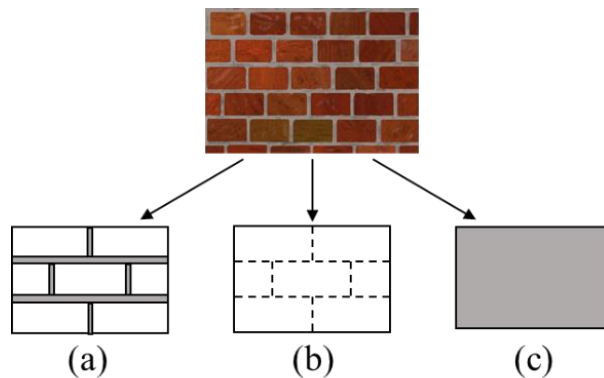


Figure 1.25 : (a) Micro-modèle détaillé (b) micro-modèle simplifié (c) macro-modèle

V.1.1.1. L'approche micro-échelle

Cette méthode est utilisée pour l'analyse des petits éléments tels que éprouvettes de laboratoire ou les petits volumes élémentaires représentatifs (VER) de la maçonnerie. Elle permet de décrire individuellement chaque élément, caractérisé par sa loi de comportement.

Dans cette méthode, le mortier peut être considéré comme un milieu continu lié aux blocs par une interface discontinue. On appelle ça la micro-modélisation détaillée (**Figure 1.25a**).

Une façon plus simple de modéliser le mortier est de le considérer comme un élément d'interface [60] et [61]. On appelle ça la micro-modélisation simplifiée (**Figure 1.25b**).

La micro-modélisation permet de mettre en évidence les fissures aux interfaces de la maçonnerie, qui sont généralement les parties les plus faibles.

Plusieurs auteurs ont utilisé cette méthode, le premier étant Page [62]. Dans son analyse il a considéré que les blocs étaient des éléments élastiques liés à des éléments d'interface.

Lourenco et Rots [26] quant à eux ont considéré les blocs dans leur modèle comme étant des éléments et les jonctions comme des éléments d'interface, et Lourenço [63] utilisé un critère de Mohr Coulomb pour modéliser l'interface.

Malgré la précision de cette méthode, son principal inconvénient est que son calcul est lourd et volumineux. Plus la structure à modéliser est grande, plus le temps de préparation du modèle et le temps de calcul sont importants.

V.1.2. L'approche macro-échelle

Pour les structures de grande échelle, il est plus convenable d'utiliser la macro-modélisation, ou cette même structure est considérée comme un seul et même matériau, et ou ses propriétés sont homogénéisées (**Figure 1.25c**).

La macro-modélisation est un compromis entre la précision et le temps de calcul pour estimer le comportement d'une structure de grande taille.

Frunzio [64] a utilisé le code éléments finis Ansys pour analyser le comportement d'un pont romain en pierre. Pour se faire, il a divisé la structure en 4 parties : la voûte, les murs tympans, le remplissage et les fondations. Il a utilisé le critère de Drucker-Prager pour tous ses matériaux.

Domède [14] a procédé à l'analyse d'un pont de chemin de fer en associant des lois de comportements homogénéisées à des éléments joints.

L'approche macro avec des éléments joints nous permet de comprendre le fonctionnement des grandes structures. Les éléments joints, lorsqu'ils sont ouverts, simulent des fissures qui se développent dans une zone prédisposée de la structure. Dans ce cas, les fissures suivent un chemin non naturel (imposé).

Le phénomène de fissuration peut également être intégré dans un matériau continu, permettant aux fissures de se développer le long d'une trajectoire non prédisposée, mais calculée. Une fissure se développe dans une zone où les contraintes sont excessives selon des critères précis.

L'inconvénient de cette méthode est qu'il faut prévoir où les zones de formation des fissures peuvent apparaître. Avec la micro-modélisation les fissures suivent un chemin naturel non prédisposé ni calculé.

V.2. Les différentes lois pour la modélisation [65]

Après le choix du type de modélisation à utiliser, il est important de choisir la loi qui convient le mieux à notre modèle. Les différentes lois utilisées pour modéliser le comportement des géo matériaux sont présentées dans cette partie.

Le matériau modélisé est généralement considéré homogène à l'échelle du volume élémentaire représentatif (VER), volume au-delà duquel les propriétés sont considérées invariantes. Le mortier par exemple est un matériau hétérogène (à l'échelle de la microstructure). Cela dit, si l'étude se place à une échelle suffisamment grande, il peut être considéré homogène.

Les modèles présentés ci-après, qui s'appliquent à des matériaux homogènes, sont tous basés sur la mécanique des milieux continus. Le comportement d'un géo matériau peut être simulé par trois types de modèles mécaniques : les modèles élastiques, plastiques et d'endommagement.

V.2.1. Modèle élastique

La mécanique des continus utilise la loi de Hooke généralisée pour modéliser les matériaux élastiques (équation (1.5)). La contrainte et la déformation sont représentées par σ_{ij} et ε_{kl} , qui sont des tenseurs du second ordre. C_{ijkl} , ou le tenseur d'élasticité, est un tenseur d'ordre 4 qui indique les propriétés élastiques d'un matériau.

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} \quad (1.5)$$

Pour un matériau isotrope, et en considérant le module d'élasticité E et le coefficient de Poisson ν , la loi de Hook généralisée devient :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \cdot \left(\varepsilon_{ij} + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \right) \quad (1.6)$$

Où ε_{kk} est la trace des déformations et δ_{ij} le symbole de Kronecker. Dans notre cas, le matériau est défini avec seulement E et ν .

La simplicité de ce type de modèle, implémenté dans un logiciel de calcul par éléments finis, limite le temps de calcul puisqu'il est restreint au domaine élastique. En revanche, il ne permet pas de prendre en compte les caractéristiques non linéaires des géo matériaux telles que la plasticité, la dilatation et l'endommagement.

V.2.2. Modèle plastique

Les géo matériaux peuvent être modélisés comme élasto-plastiques en tenant compte de leur comportement non linéaire au-delà d'un seuil de plasticité. Afin de déterminer si un état de contrainte est plastique ou non, une évaluation de la fonction de charge f est effectuée.

Il existe différentes lois d'écoulement plastique qui peuvent être mises en œuvre au-delà du critère de plasticité. Il existe deux types de lois dans ce cas : les lois associées et les lois non associées.

- **Critères**

Les critères usuels, ou fonctions de charge, utilisés dans les modèles plastiques sont en général définis à partir des invariants du tenseur des contraintes. Ces invariants sont des grandeurs scalaires qui ne dépendent pas de l'orientation du repère d'étude du tenseur. La fonction de charge est nécessairement convexe dans l'espace des contraintes. Le critère le plus simple utilisé et retrouvé dans de nombreux logiciels de calcul, est le critère de Von mises [66]. Celui-ci n'utilise que le second invariant du tenseur des contraintes. Dans l'équation suivante (1.7), σ_y est la limite d'élasticité du matériau, et s le déviateur des contraintes. Ce critère revient à faire intervenir dans chaque plan principal les cisaillements maximaux.

$$f(\sigma) = J - \sigma_y \quad (1.7)$$

$$\text{Avec : } J = \left(\left(\frac{3}{2} \right) s_{ij} s_{ji} \right)^{1/2}$$

Le critère de Tresca quant à lui présente la particularité de ne faire intervenir que le plus grand des cisaillements. A l'inverse du critère de Von Mises, le critère de Tresca ne définit

pas une surface de charge régulière et cela provoque des problèmes de convergence dans les logiciels de calculs.

Il a été observé que la résistance à la compression des géo-matériaux était sensible au confinement appliqué. Les critères cités ci-dessus ne prennent pas en compte l'effet du confinement.

Il existe deux critères couramment utilisés qui font intervenir la pression hydrostatique, comme pression de confinement.

Le critère de Drucker Prager, qui est une extension du critère de VonMises, est la combinaison linéaire du deuxième invariant du déviateur J et de la trace du tenseur de contrainte I_1 (voir Equation (1.8)). Ce critère considère que la résistance du matériau augmente lorsqu'il est soumis à une pression de confinement.

$$f(\sigma) = (1 - \alpha)J + \alpha I_1 - \sigma_y \quad (1.8)$$

Le critère de Mohr-Coulomb, est apparenté à celui de Tresca, et prend en compte le confinement. Ce critère introduit la notion de frottement interne. Il suppose que plus la contrainte normale de compression est élevée plus le cisaillement maximal que peut subir le matériau est grand. Deux paramètres sont considérés dans ce critère, la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ (équation (1.9)). Comme pour le critère de Tresca, ce critère présente une surface de fonction de charge non-régulière. C'est pourquoi il est préférable d'utiliser le critère de Drucker- Prager, qui généralise le critère de Mohr-Coulomb en 3D.

$$f(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \phi - 2C \cdot \cos \phi \quad (\text{avec } \sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1) \quad (1.9)$$

Pour les matériaux fragiles, un critère en traction est couramment employé. Il s'agit du critère de Rankine. Il s'exprime en fonction des contraintes normales principales. Le critère est atteint lorsque l'une des trois contraintes principales atteint la contrainte limite de traction σ_t (voir équation (1.10)).

$$f(\sigma) = \text{Max}_i(\sigma_i) - \sigma_t \quad (1.10)$$

- **Lois d'écrouissage**

Le tenseur des déformations peut être écrit comme la somme des déformations plastiques ε^p et élastiques ε^e . En fonction de l'état de contrainte appliqué, les lois d'écoulement plastique permettent d'évaluer l'évolution de la déformation plastique ε^p .

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (1.11)$$

Dès que le critère est atteint, un écoulement plastique ε^p peut être observé. La fonction de charge est fixe et le domaine d'élasticité toujours identique si le modèle utilisé est sans écrouissage. On appelle ça un modèle plastique parfait.

Sinon, le domaine d'élasticité et donc le critère d'élasticité peuvent être modifiés par l'écoulement plastique.

Enfin, il existe deux types d'écoulement plastique : associé et non-associé. La direction de l'écoulement associé est normale à la fonction de charge f selon l'équation (1.12) où $\dot{\lambda}$ est le multiplicateur plastique. A l'inverse, on parle d'écoulement non associé lorsque l'écoulement plastique est régi par une fonction F différente de la fonction de charge f , par exemple selon l'équation (1.13).

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (1.12)$$

Les géo matériaux présentent un caractère dilatant en compression. Cette dilatance peut être contrôlée en choisissant une loi d'écoulement plastique non-associée. Dans ce cas-là il y aura un coefficient de dilatation β . Le modèle ENDO3D, développé au LMDC de Toulouse [67], utilise ce type de loi. L'équation (1.13) décrit la fonction F qui régit l'écoulement plastique [68].

$$F = \left(\frac{1}{2} S_{ij} S_{ji} \right)^{\frac{1}{2}} + \beta \frac{I_1}{3} \quad (1.13)$$

Les modèles de plasticité intègrent plusieurs phénomènes observés au-delà de la zone élastique dans les géo-matériaux. La réaction à la pression de confinement peut être représentée par le critère de Drucker-Prager. Lorsqu'il s'agit de modéliser des situations à l'aide de la méthode des éléments finis, le critère de Drucker-Prager est privilégié par rapport au critère de Tresca en raison des singularités qu'il présente. De plus, l'affaiblissement du matériau peut être incorporé en utilisant une fonction d'écrouissage.

La distinction entre le comportement en traction et celui en compression peut être établie en utilisant des critères de rupture différents pour chaque situation (critère de Drucker-Prager en compression et critère de Rankine en traction).

Cependant, ce type de modèle ne tient pas compte de la variation de rigidité qui survient lors d'essais de compression ou de traction. C'est précisément là où la famille des modèles d'endommagement entre en jeu pour prendre en considération ce phénomène.

V.2.3. Modèles d'endommagement

L'origine de la théorie de l'endommagement remonte à Kachanov [69], qui a étudié les mécanismes de rupture résultant du fluage. Par la suite, cette notion a été généralisée en se basant sur les principes de la thermodynamique des processus irréversibles [70].

Cette théorie vise à décrire les phénomènes se situant entre l'état initial et l'amorçage d'une fissure. Elle fait référence à la dégradation progressive d'un matériau due à la formation de microcavités. L'endommagement trouve son application principale dans la modélisation des géo matériaux qui présentent un comportement d'écrouissage négatif.

Les modèles d'endommagement s'inscrivent dans une approche continue de la modélisation des matériaux. Dans cette optique, le matériau avec des fissures est considéré comme un milieu continu et homogène, pouvant être anisotrope.

L'endommagement est quantifié à l'aide de la variable d'endommagement, comme exprimé dans l'équation suivante :

$$D = S_D / S \quad (1.14)$$

Dans cette relation, où D représente la zone endommagée (ou la zone des vides) et S est la surface apparente du matériau (comme illustré dans la **Figure 1.26**), il est également possible de déterminer la surface effective : $\tilde{S} = S - S_D$. En conséquence, lorsque $D = 1$, le matériau est totalement endommagé, marqué par l'apparition d'une fissure mésoscopique. Lorsque $D = 0$, le matériau est à l'état initial.

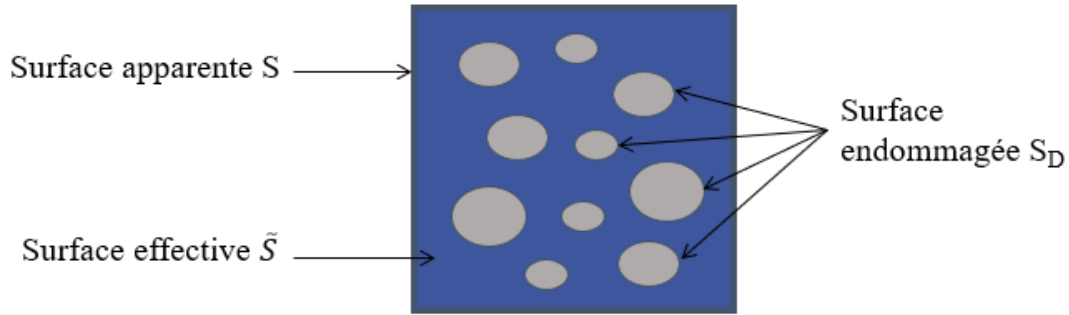


Figure 1.26 : Surface apparente, effective et endommagée d'un matériau

La transmission de l'effort au sein de l'échantillon se réalise à travers la partie intacte de la surface, connue sous le nom de surface effective. On introduit la contrainte effective $\tilde{\sigma}$ qui exprime l'effort appliqué sur la surface apparente, mais rapporté à la surface intacte. Cette contrainte effective est plus élevée que la contrainte apparente σ .

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - D} \geq \sigma \quad (1.15)$$

Le principe d'équivalence en déformation stipule que le comportement d'un matériau altéré est exprimé par la loi de comportement du matériau initial, mais en remplaçant la contrainte conventionnelle par la contrainte effective.

E_0 représente le module d'élasticité du matériau non endommagé.

$$\sigma = (1 - D) E_0 \varepsilon_e \quad (1.16)$$

Le module d'élasticité du matériau endommagé est décrit par :

$$E = (1 - D) E_0 \quad (1.17)$$

Ainsi, il est possible d'incorporer l'effet de l'endommagement d'un matériau en décrivant les modifications des propriétés élastiques du matériau. La résistance du matériau est ainsi étroitement liée à la variable d'endommagement, ce qui signifie que la rigidité du matériau est directement influencée par cette variable.

Lois d'endommagement isotropes

En 1984, Mazars a élaboré un modèle d'endommagement élastique isotrope, principalement destiné à être appliqué aux bétons [Mazars, 1984]. La formulation de ce modèle est la suivante :

$$\sigma = (1 - D) E \varepsilon_e \quad (1.18)$$

Dans cette formulation, où ε et σ représentent respectivement les tenseurs d'élasticité et de contrainte, E est le tenseur d'élasticité, et D est la variable d'endommagement isotrope (scalaire). De plus, ce modèle est élastique, ce qui implique qu'il ne considère pas les déformations plastiques.

Le critère de Mazars prend en compte les différences de résistance en traction et en compression. En conséquence, il introduit un critère qui ne tient compte que de la partie positive des déformations principales. Ce modèle associe l'endommagement à l'état d'extension locale à travers une variable appelée déformation équivalente de Mazars, notée $\hat{\varepsilon}$.

Lois d'endommagement anisotropes [65]

L'anisotropie d'un matériau dans un sens général se réfère à la variation de son comportement mécanique en fonction de la direction considérée. Cette caractéristique peut être inhérente dès le départ, comme dans le cas de matériaux tels que la maçonnerie et le bois, ou peut être induite par des fissures. Elle peut également concerner des propriétés élastiques, des seuils de résistance et des énergies de fissuration.

Le modèle de Berto [71], est un modèle d'endommagement orthotrope 2D basé sur l'hypothèse des contraintes planes. Il utilise quatre variables d'endommagement, deux pour chaque axe principal de la maçonnerie (correspondant aux joints de pose et aux joints verticaux). Ces variables d'endommagement sont différenciées pour les contraintes de traction et de compression. Le modèle intègre une méthode de régularisation locale et tient compte de l'anisotropie initiale des propriétés de résistance, d'élasticité et d'énergie de fissuration. Il génère également une anisotropie induite par les fissures.

Cependant, il ne considère ni la restitution progressive de la rigidité lors de la re fermeture des fissures ni les déformations plastiques irréversibles. En outre, il est limité au cas bidimensionnel.

Le modèle de Sellier [68], est un modèle d'endommagement orthotrope appelé modèle de fissuration tournante. En traction, il emploie une régularisation locale pour contrôler l'énergie de fissuration dans un contexte orthotrope.

Ce modèle permet également d'évaluer l'ouverture des fissures. De plus, il aborde la nature unilatérale des géo-matériaux en prenant en compte la restitution progressive de la rigidité lors de la re fermeture des fissures, en s'inspirant des approches qui combinent endommagement et compression proposées par Jefferson [72].

En compression, le modèle d'endommagement est associé à un modèle de plasticité. Un critère de rupture de type Drucker-Prager prend en compte la sensibilité du matériau à la pression de confinement. De plus, l'écoulement plastique est non-associé, ce qui permet de considérer la nature dilatante des géo-matériaux. Il est à noter qu'il existe d'autres modèles similaires dans la littérature, tels que ceux de Dahlblom et Ottosen, [73], Desmorat et al. [74], Richard et al. [75].

V.3. FLUENDO3D

V.3.1. *Introduction [67]:*

Ce modèle, mis au point au LMDC Toulouse, est dédié à la simulation numérique du comportement non linéaire des matrices renforcées par des armatures réparties. La loi de comportement de la matrice prend en compte à la fois les dommages localisés et diffus, les déformations permanentes induites par le fluage ou la plasticité, ainsi que les effets des pressions dans sa porosité.

Les pressions peuvent être induites par l'eau ou par des réactions de gonflement interne. Différents renforts peuvent être considérés simultanément.

Chacun d'entre eux est orienté et agit sur la matrice soit par une liaison parfaite, soit par une interface de glissement.

Le comportement du renfort inclut des déformations permanentes induites par la plasticité ou la relaxation. La fissuration de la matrice est simulée à l'aide de la théorie de l'endommagement. La méthode des fissures distribuées est utilisée.

Le modèle fournit les orientations et les ouvertures de fissure localisées. Il peut également considérer la présence de défauts dans la matrice grâce à une théorie basée sur des considérations probabilistes. Les différentes composantes de ce modèle peuvent fonctionner seules ou ensemble, selon les intentions de l'utilisateur.

V.3.2. *Caractéristiques du modèle :*

Les différentes caractéristiques de ce modèle sont résumées ci-dessous. La liste des données et la liste des variables internes correspondant à chaque phénomène en rapport avec notre travail sont résumées dans le Chapitre 4.

Le modèle est caractérisé par :

- **Mécanique non linéaire**
 - Plasticité
 - Critères de Rankine orthotropes tournants pour les contraintes de traction
 - Critères de Rankine orthotropes rotatifs pour la réouverture de fissures localisées
 - Critère de Rankine orthotrope rotatif pour la pression interne poro-mécanique
 - Critère de Drucker Prager
 - Endommagement
 - Dommage orthotrope en tension couplé à la plasticité Critère de Rankine
 - Gestion de l'énergie de rupture basée sur une méthode anisotrope de Hillerborgh
 - Dommage isotrope couplé à la plasticité de Drucker Prager
 - Endommagement thermique isotrope
 - Viscosité non linéaire
 - Fluage réversible basé sur la viscoélasticité
 - Fluage permanent basé sur la viscosité non linéaire
 - Taux de fluage induits anisotropes basés sur la théorie de la consolidation anisotrope
- **Couplages chemo-mécaniques**
 - Effets de l'hydratation
 - Effets de la teneur en eau
 - Réaction des agrégats alcalins
 - Formation retardée d'ettringite
- **Effets des renforts distribués**
 - Elasto-Plasticité avec durcissement cinématique linéaire
 - Relaxation des contraintes (en fonction de la température)
 - Effet de goujon
 - Glissement matrice - renforts distribués (méthode sous licence(c)LMDC)
- **Effet d'échelle probabiliste basé sur la méthode du maillon le plus faible et de la localisation**
 - Considère la distribution aléatoire de la résistance à la traction sans échantillonnage aléatoire

Les caractéristiques du modèle qui nous intéressent pour nos travaux sont les caractéristiques mécaniques (plasticité et endommagement). En effet, dans les chapitres qui suivent, seul le comportement mécanique des matériaux et des structures a été étudié.

VI.SYNTHESE ET CONCLUSION

L'analyse de la littérature a mis en évidence les avantages et la pertinence potentielle de l'utilisation de matériaux composites pour renforcer les structures en maçonnerie en vue de mieux résister aux séismes. Cependant, il est important de noter que les conclusions tirées dépendent de divers facteurs tels que les proportions dimensionnelles (hauteur/longueur), la nature des murs, les types de sollicitations, la configuration et le taux de renforcement, etc. Malgré cela, quelques grandes tendances se dessinent.

Concernant les matériaux composites à base de polymères, qui ont une histoire relativement ancienne et un corpus expérimental substantiel, on observe une nette amélioration des performances ultimes, notamment en termes de capacité portante. Ils ont cependant certaines limites à leur utilisation, telles que les déformations ultimes, peut-être en raison des modes de rupture qui ne mettent pas en valeur cet aspect crucial, particulièrement lors de sollicitations nécessitant une dissipation élevée d'énergie, comme les séismes. Aussi, ils ne sont jamais pleinement exploités lorsqu'ils sont utilisés pour renforcer des structures en maçonnerie, étant donnée la faible résistance de la maçonnerie à la traction.

Les matériaux composites renforcés de fibres textiles (TRM) ont réussi à venir à bout de ces limites, et présentent nombreux avantages lorsqu'ils sont utilisés pour renforcer les structures en maçonnerie.

Bien que les deux types de sollicitations (dans le plan et hors du plan) aient été étudiés, l'attention de la communauté scientifique se porte principalement sur le comportement dans le plan en raison des enjeux socio-économiques liés à la réhabilitation. En ce qui concerne l'approche expérimentale, la littérature met en évidence plusieurs échelles de caractérisation de la maçonnerie non renforcée, tant au niveau du matériau qu'au niveau de la "structure". Au niveau du matériau, l'identification des propriétés des composants de la maçonnerie est généralement effectuée à l'aide d'essais sur des murets et des sandwichs, intégrant ainsi l'interaction entre la brique et le mortier. En ce qui concerne l'interface, divers dispositifs expérimentaux sont utilisés.

À l'échelle de la structure, deux approches sont mentionnées : l'essai de compression diagonale et l'essai de compression-cisaillement.

Bien que l'essai de compression diagonale soit intéressant pour évaluer l'effet du renforcement seul (par exemple, renforcement sans ancrage), il est moins adapté pour représenter les divers modes de rupture et ne convient pas pour évaluer l'effet de la précharge.

La littérature distingue trois types de sollicitations pour l'évaluation de la réhabilitation sismique (monotones, cycliques et dynamiques). Bien que les essais dynamiques soient idéaux pour restituer les effets dynamiques, leurs coûts peuvent parfois être prohibitifs. Les essais cycliques constituent une alternative appropriée, notamment pour capturer les modes de rupture tels que le flambage localisé. Cependant, de nombreuses études se basent sur des essais monotones statiques, car ils sont conservateurs en termes de capacité portante, plus faciles à réaliser et conviennent aux approches exploratoires visant à tester des matériaux ou dispositifs innovants.

Les travaux étudiés se basent principalement sur le taux de renfort et la nature des fibres, mais moins sur la configuration de renforcement, l'orientation des fibres et la nature du mortier utilisé pour la matrice de renforcement.

Sur la base de ces observations, l'objectif principal de cette étude est de comparer différentes configurations de renforcement avec différents taux de renfort, mais aussi de comparer l'orientation des fibres et la nature de la matrice, en utilisant l'essai de compression-cisaillement pour tester les murs.

Finalement, cette étude a aussi porté sur la réparation de murs pré-endommagés en faisant varier la matrice des TRM.

Cette étude nécessite une approche expérimentale pour atteindre ses objectifs. Bien que l'objectif à long terme envisage le renforcement de murs en maçonnerie pour résister aux séismes dans le plan, il est nécessaire d'examiner préalablement le comportement des murs renforcés sous des sollicitations statiques monotones puis cycliques à l'aide d'essais de compression-cisaillement, qui sont plus réalistes que les essais de compression diagonale.

Pour optimiser les méthodes de réhabilitation, il est recommandé de réaliser une modélisation numérique. Cette modélisation, confrontée aux résultats expérimentaux, permettra d'étudier en profondeur les comportements globaux et locaux ainsi que la distribution des dommages. Elle permettra aussi de prévoir les modes de ruptures et l'efficacité des renforts pour les utilisateurs futurs. Pour cela, une caractérisation détaillée du matériau de maçonnerie à une échelle intermédiaire est essentielle.

**CHAPITRE 2 : CHOIX DE LA
CONFIGURATION ET DU TAUX DE
RENFORT**

SOMMAIRE

I.	INTRODUCTION.....	61
II.	MATERIAUX ET METHODES.....	62
II.1.	Dimensions et fabrication des éprouvettes.....	62
II.2.	Matériaux	63
II.3.	Instrumentation.....	67
III.	ESSAIS DE TRACTION SUR LES COMPOSITES	73
III.1.	Analyse des résultats	73
III.2.	Modes de rupture.....	75
III.3.	Contribution de la DIC	76
IV.	ESSAIS SUR LES MURS	79
IV.1.	Comportement global.....	79
IV.2.	Comportement local	86
IV.3.	Comportement post-pic	88
V.	CONCLUSION	90

CHAPITRE 2 : CHOIX DE LA CONFIGURATION ET DU TAUX DE RENFORT

I. INTRODUCTION

Comme vu précédemment, il existe de multiples possibilités de renfort des murs en maçonnerie soumis à des actions dans leur plan, parmi lesquelles la solution par renfort de textile de verre TRM (Textile Reinforced Mortar). Dans le cas de ce type de renforcement, de nombreuses options se présentent quant à la forme et à l'orientation des mailles, au type liant et à la disposition du textile sur tout ou partie du mur. Les performances d'un mur renforcé sont largement influencées par ces options [12], [13], [53].

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer l'efficacité du renforcement sur des constructions historiques en maçonnerie soumises à des sollicitations proches de celles d'un tremblement de terre. L'étude est conduite en effectuant des essais quasi-statiques jusqu'à la rupture en compression-cisaillement sur des murs de dimension métrique. Afin de comprendre l'effet de différentes configurations et des taux de renforcement sur le comportement en cisaillement des murs, la campagne expérimentale comprend :

- Des essais de compression sur mortier et brique, et de flexion sur mortier, réalisés pour caractériser les matériaux utilisés.
- Des essais de traction directe sur les composites, permettant d'évaluer le comportement du renforcement.
- Des essais quasi-statiques de compression-cisaillement, réalisés sur plusieurs murs avec différentes configurations de renforcement et différents taux de renfort.

La technique de corrélation d'images numériques (DIC) a été utilisée pour mesurer les déplacements et les déformations tout au long des essais (sur composites et sur murs). La fissuration peut se produire aléatoirement sur toute la surface des éprouvettes ou des murs, d'où l'intérêt d'utiliser la technique DIC pour mesurer l'évolution des fissures et des modes de rupture [19].

II. MATERIAUX ET METHODES

II.1. Dimensions et fabrication des éprouvettes

Cinq murs de maçonnerie ont été construits avec des briques de terre cuite. Ces briques, appelées briques foraines, sont très similaires à celles couramment utilisées dans les constructions historiques de Toulouse. Elles sont fabriquées à base d'argile provenant de la carrière de la briqueterie *Terres cuites du Savès (Empeaux, 31)*. Ces briques sont moulées, séchées dans une étuve à température et hygrométrie contrôlées, puis sont cuites pendant environ 48 heures dans un four type « cellule » au gaz à une température maximale de 1090°C. Les dimensions des briques sont de 420×280×50 mm³, ce qui a permis de conserver un nombre représentatif de joints verticaux lors de la construction des murs testés.

Le mortier est du type chaux hydraulique. Les proportions de mélange utilisées dans cette étude étaient un rapport chaux/sable de 1/4 avec un rapport eau/chaux de 0.55.

Les murs étant carrés, une rupture par cisaillement avec une fissuration diagonale est attendue (le glissement des joints peut également se produire pendant la rupture). Chaque mur de maçonnerie a été construit selon un modèle de liaison courante avec des joints de mortier d'environ 15 mm d'épaisseur, soit l'épaisseur recommandée par l'Eurocode 6 [77]. Les dimensions des murs sont 1.3 m en hauteur, 1.3 m en largeur et 0.28 m d'épaisseur (**Figure 2.1**).

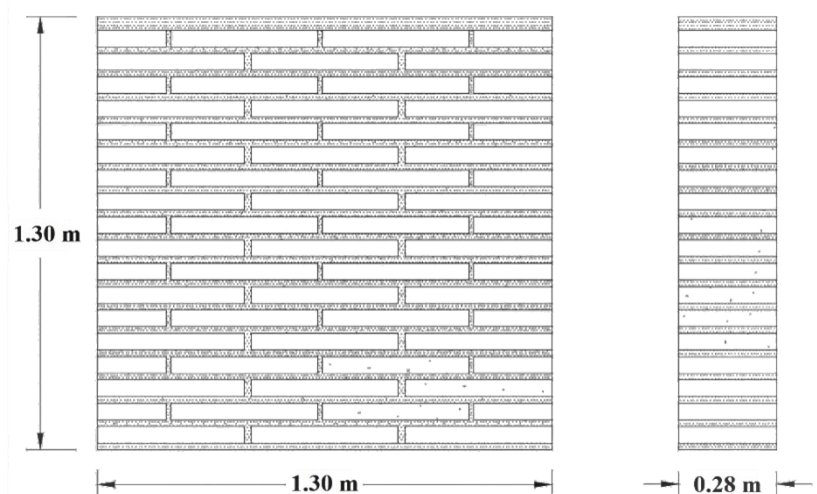


Figure 2.1 : Dimensions des murs [42]

A 28 jours, les murs ont été renforcés avec des TRM et, à 90 jours, ils ont été testés en compression-cisaillement.

La succession des étapes du renforcement avec les TRM est présentée sur la **Figure 2.2**. Une couche de mortier de 3-4 mm d'épaisseur est appliquée afin de régulariser la surface supérieure mur (b). Un textile de renforcement en fibres de verre est plaqué sur la première couche de mortier frais (c), puis recouvert d'une deuxième couche de mortier (d), jusqu'à une épaisseur maximale de 8 mm. Ce processus est répété lorsque deux couches de renforcement sont prévues. Enfin, la surface a été lissée à l'aide d'une truelle (e).

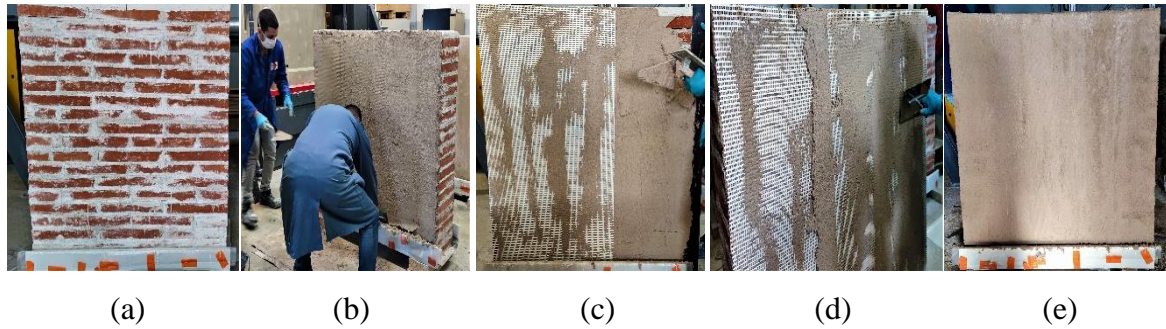


Figure 2.2 : Séquence d'application du TRM aux murs en maçonnerie au laboratoire : (a) Mur non renforcé, (b) application de la couche de mortier, (c) mise en place du textile, (d) application de la seconde couche de mortier, (e) lissage de la dernière couche de mortier [42]

II.2. Matériaux

II.2.1. Matériaux pour la construction

Les propriétés mécaniques des briques et du mortier ont été évaluées par des essais conformes à la réglementation et aux recommandations en vigueur. La résistance du mortier a été déterminée à un mois de durcissement par des essais de flexion et de compression conformément à la norme ASTM C109/C109M [78]. Un essai de flexion trois points a été réalisé sur des prismes de mortier de taille $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$. Les essais de compression ont été effectués sur les deux parties des prismes cassés par flexion (voir **Figure 2.3**). Le **Tableau 2.1** résume les résultats concernant la chaux.

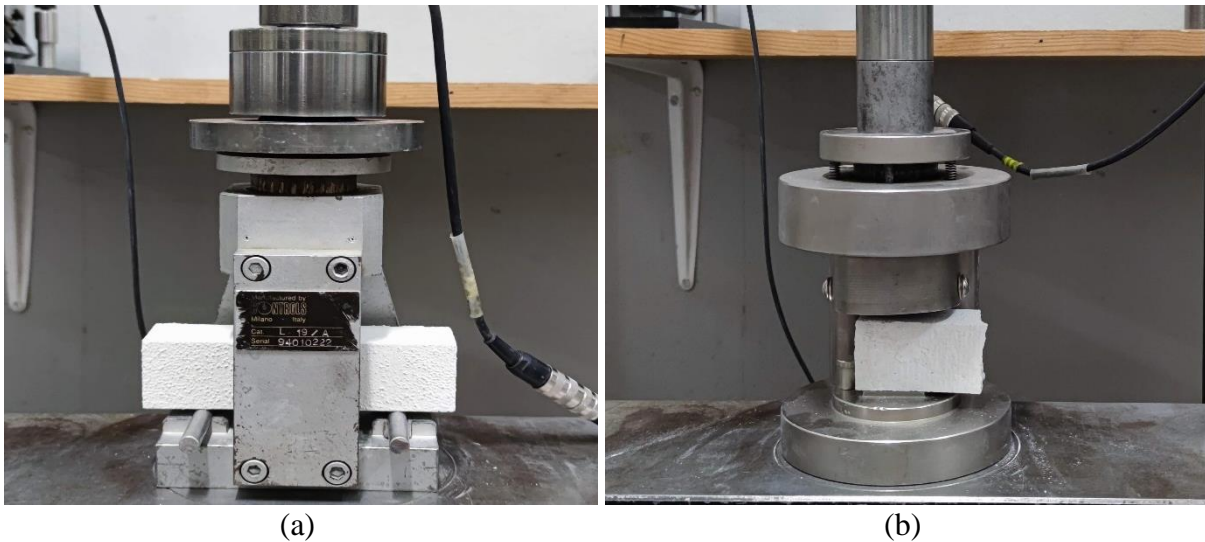


Figure 2.3 : Dispositif d'essai de flexion et compression sur éprouvettes de mortier de chaux

Tableau 2.1 : Propriétés mécaniques de la chaux de construction

Eprouvette	Resistance en traction par flexion (MPa)	Résistance en compression (Rc) (MPa)
1	1.43	5.07
		5.12
2	1.7	6.07
		5.82
3	1.78	5.82
		5.64
Moyenne	1.64	5.59
Ecart type	0.18	0.41
Coefficient de variation	10.98%	7.34%

L'essai de compression sur briques a d'abord été réalisé pour déterminer la résistance à la compression (Rc), selon la norme NF EN 12390-13 [79], sur des éprouvettes cylindriques (5 cm de hauteur, 3 cm de diamètre). Un essai cyclique a également été réalisé pour déterminer le module d'Young (E) et le coefficient de poisson (ν) sur les mêmes éprouvettes cylindriques.

Le **Tableau 2.2** présente les propriétés mécaniques de la brique.

Tableau 2.2 : Propriétés mécaniques des briques

Eprouvette	Rc (MPa)	E (MPa)	v
1	20.92	5538	0.026
2	20.68	4219	0.024
3	19.72	6250	0.059
Moyenne	20.44	5336	0.036
Ecart type	0.52	841	0.016
Coefficient de variation	2.5%	15.6%	44.5%

Les propriétés mécaniques sont de l'ordre de grandeur de celles rapportées dans la littérature [14]. On constate une faible dispersion de la résistance avec un coefficient de variation inférieur à 5 %. En ce qui concerne les propriétés de déformabilité (E et v), la dispersion est nettement plus importante, résultant à la fois de la variabilité naturelle de ces propriétés, de l'imprécision de la mesure et de l'effet d'échelle.

Comme on le verra au chapitre 4, ces essais ont par la suite été exploités pour l'identification des paramètres du modèle mécanique [79].

II.2.2. Matériaux pour le renforcement

Un mortier de chaux renforcé avec un textile en fibre de verre a été utilisé pour renforcer les murs de maçonnerie. La chaux a été choisie comme matrice pour les composites en raison de sa porosité supposée au moins aussi élevée que celle des matériaux constitutifs du mur, ce qui permet d'altérer au minimum le comportement hygrothermique initial du mur, et notamment d'éviter des problèmes de condensation dans le mur. La chaux présente donc de ce point de vue une bonne compatibilité avec le substrat, ce qui n'aurait pas été le cas d'un mortier au ciment par exemple. Ce choix a aussi été motivé par le fait que dans les constructions historiques, le mortier utilisé était un mortier de chaux.

Le composite se compose d'une matrice de chaux renforcée par une ou deux couches de tissu de verre E bidirectionnel (PZ700) [80], dont les propriétés sont listées dans le **Tableau 2.3**.

Un tissu en chaîne et trame se compose de fils entrelacés, où les fils de chaîne sont alignés parallèlement au bord du tissu (dans le sens de sa longueur), tandis que les fils de trame sont disposés perpendiculairement aux fils de chaîne (dans le sens de sa largeur).

Tableau 2.3 : Propriétés des fibres (PZ700)

PZ700 fibres de verre	Masse par unité de surface (g/m ²)	Epaisseur (mm)	Taille des mailles (mmxmm)	Nombre de fils (/10cm)	Résistance à la traction (N/5 cm)	Elongation au pic (%)
Chaîne	735	1.0	4.6	14	9450	3.4
Trame			5.5	11.5	7200	3.3

Les propriétés mécaniques de la chaux ont été évaluées selon la norme ASTM C109/C109M [78] à un mois de durcissement. Les résultats des essais effectués sur le mortier de chaux de renforcement sont résumés dans le **Tableau 2.4**.

Le renforcement avec une chaux différente de celle utilisée pour la construction se justifie par le fait que la chaux de renforcement doit présenter une granulométrie fine et être malléable, afin de mieux pénétrer dans les mailles du textile. Ses bonnes propriétés d'adhérence au mur peuvent également améliorer les performances du composite.

Tableau 2.4 : Propriétés de la chaux de renfort

Eprouvette	Résistance en traction par flexion (MPa)	Résistance en compression (Rc) (MPa)
1	1.91	5.51
		4.96
2	2.15	4.36
		4.52
3	2.17	4.4
		5.35
Moyenne	2.08	4.85
Ecart type	0.14	0.50
Coefficient de variation	6.73%	10.31%

Outre la granulométrie et la malléabilité, la chaux de renfort présente une résistance en flexion légèrement plus élevée que celle de la chaux de construction (2.08 MPa contre 1.64 MPa, cf.

Tableau 2.1), contre une résistance à la compression légèrement plus faible que celle de la chaux de construction (4.85 MPa en moyenne contre 5.59 MPa).

II.3. Instrumentation

II.3.1. Instrumentation principale

La principale technique utilisée pour les tests est la corrélation d'images numériques (DIC) [81]. Dans les systèmes DIC, les images sont capturées à l'aide d'appareils photo numériques, puis converties en valeurs de niveaux de gris. Chaque point du plan de l'image de la caméra est projeté sur un pixel spécifique dans une configuration stéréoscopique [82]. La taille et l'échelle absolues d'un objet ne peuvent être déterminées que par sa longueur de référence. En utilisant un modèle d'intensité stochastique (mouchetis) sur la surface de l'échantillon, il est possible de déterminer l'emplacement de chaque point dans l'image. À chaque déplacement du point de mouchetis, le programme est capable de calculer le champ complet des déplacements et des déformations. Cela signifie que la mesure de l'allongement n'est pas limitée à la longueur ou la position de la jauge de déformation et du LVDT. Il est également possible d'analyser les schémas de fissuration à l'aide de cette technique. Les principales limites de la DIC sont la résolution réelle, qui dépend de la densité de pixels de la caméra, de la zone d'intérêt et de la qualité du mouchetis. Plus la résolution du capteur optique de la caméra augmente, plus la précision s'accroît. Au départ, la méthode permet d'obtenir des mesures à la résolution d'un pixel, mais les algorithmes d'interpolation sous-pixel peuvent permettre d'obtenir une résolution aussi faible que 1/50e ou même 1/100e de pixel [83]. Cette procédure produit directement un champ de déplacement discret, qui est ensuite interpolé avec des fonctions de forme prédéfinies pour produire un champ continu.

L'une des étapes clés de cette technique de mesure est la création du mouchetis [82]. Pour que l'analyse DIC soit efficace, il est essentiel que les images soient très contrastées. On peut y parvenir en peignant les échantillons de maçonnerie en blanc, puis en appliquant un motif moucheté sur la surface blanche, voir les zooms sur la **Figure 2.4** et la **Figure 2.5**. La DIC a été utilisée pour la caractérisation des composites et les essais sur les murs. Le SUBSET et le STEP qui ont été utilisés sont respectivement égaux à 41 et 11. La taille du SUBSET contrôle la zone de l'image utilisée pour suivre le déplacement entre les images. La taille du SUBSET doit être suffisamment grande pour garantir que la zone utilisée pour la corrélation contienne un motif suffisamment distinctif.

La taille du STEP contrôle l'espacement des points qui sont analysés pendant la corrélation. Si une taille de pas de 1 est choisie, une analyse de corrélation est effectuée à chaque pixel à l'intérieur de la zone d'intérêt. Une taille de pas de 2 signifie qu'une corrélation sera effectuée sur un pixel sur deux dans les directions horizontale et verticale, etc. Il convient de noter que le temps d'analyse varie inversement au carré de la taille du pas.

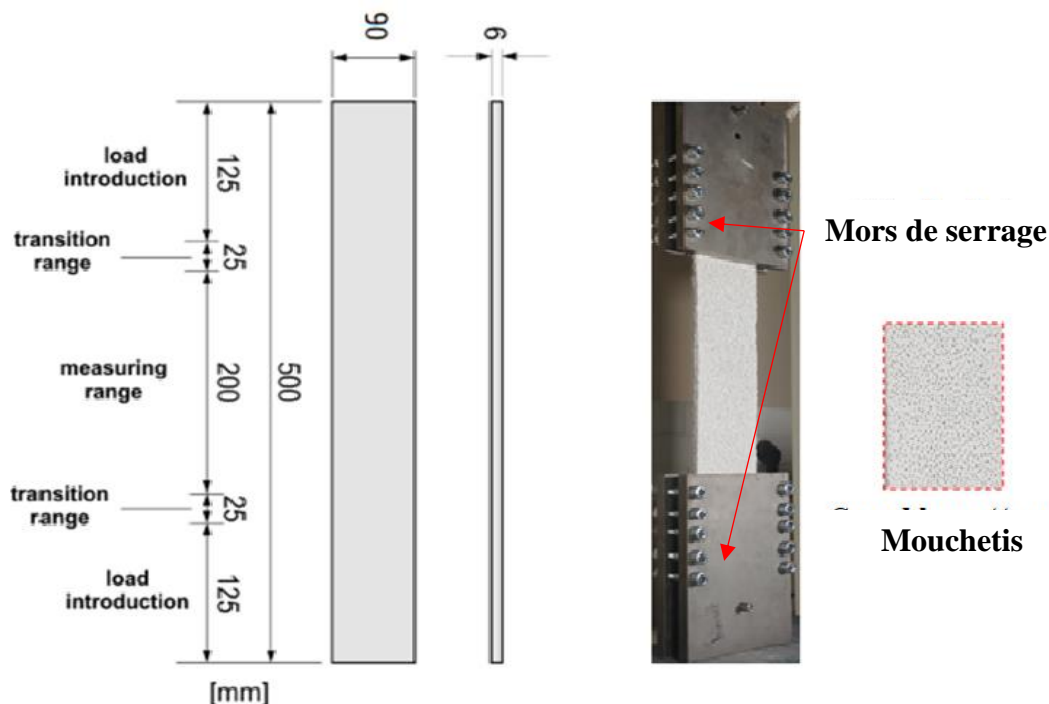
Les images numériques ont été traitées avec le logiciel VIC-3D [84]. En ce qui concerne l'analyse des murs, les données recueillies par les deux méthodes de mesure du déplacement et de la déformation (DIC et jauges) ont été calculées séparément et comparées.

II.3.2. Instrumentation des essais sur composite

Lorsqu'il est utilisé comme renfort sur le mur, le composite TRM est principalement soumis à de la traction. Son comportement en compression est directement lié à celui de sa matrice, étant donné l'absence de raideur du textile en compression. Ainsi, seul son comportement en traction sera étudié ici.

Pour cela, un essai de traction directe a été réalisé sur des éprouvettes de longueur 500 mm et largeur 90 mm, comme indiqué sur la **Figure 2.4**. En fonction du nombre de couches textiles (1 ou 2 couches de verre E), l'épaisseur globale du composite varie entre 6 mm et 10 mm.

Un fond blanc externe a été peint sur les composites et un mouchetis aléatoire a été rajouté sur la surface. La corrélation d'images numériques a été effectuée sur une seule face du composite.



Le dispositif d'essai de traction est conforme aux recommandations Rilem [85]. L'essai a été contrôlé en déplacement avec une vitesse de 0,5 mm/min.

Un composite de largeur constante a été utilisé afin de ne pas guider les fissures et le mode de rupture, l'objectif étant de voir quel mode de rupture peut être observé.

En effet, en réduisant la largeur au centre de l'éprouvette, la fissure va avoir tendance à se produire dans cette zone, alors que si la largeur est constante, différents modes de rupture peuvent se produire (glissement du textile, fissure près de la zone de serrage, ...).

Deux plaques d'acier (mors de serrage) ont été fixées à chaque extrémité de l'éprouvette au moyen de vis. Deux charnières ont permis à cette éprouvette de tourner dans son plan transversal en assurant des conditions de charge de traction pure et aucune compression transversale n'a été appliquée dans la zone de serrage.

Le montage d'essai adopté pour évaluer le comportement à la traction du composite TRM est illustré à la **Figure 2.4**.

II.3.3. Instrumentation des essais sur mur

II.3.3.1. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental utilisé pour les essais de compression-cisaillement est un banc de cisaillement, équipé d'un vérin hydraulique d'une capacité de 800 kN pour appliquer la charge verticale V, et d'un vérin hydraulique d'une capacité de 1000 kN pour appliquer la charge horizontale H. Le banc de cisaillement permet de solliciter horizontalement sous chargement vertical tout type de structure de dimensions 1.30×1.30 m².

Le dispositif expérimental est présenté dans la **Figure 2.5**.

Cependant, le dispositif a été conçu pour tester des murs avec des géométries régulières, alors que les murs en maçonnerie construits artisanalement présentent beaucoup d'irrégularités.

Le non-alignement des briques et des joints de mortier constitue la principale problématique quant au contact de la machine avec le mur.

Pendant que la machine effectue son approche pour se mettre au contact avec le mur, elle peut, en rencontrant des irrégularités, exercer une faible force avec un déplacement croissant, jusqu'à ce que la charge soit répartie d'une manière homogène sur toute la surface d'application de charge.

Pour limiter ce non-alignement, les surfaces sur lesquelles sont appliquées les charges ont été rectifiées, et les vides entre la machine et les murs ont été comblés avec des tôles métalliques. Malgré tout, 1 à 2 mm de déplacements à faible effort apparaissent sur nos courbes, principalement pour les résultats des essais cycliques de compression cisaillement (chapitre 3).

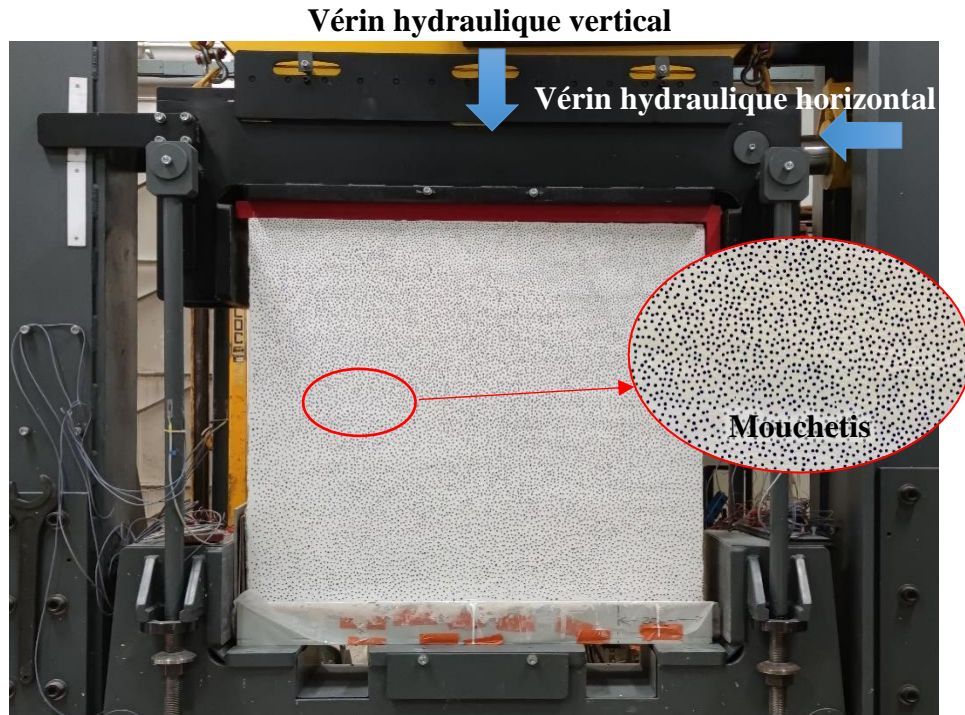


Figure 2.5 : Dispositif expérimental pour l'essai de compression-cisaillement [42]

II.3.3.2. Préparation des murs et instrumentation

La campagne a été menée sur cinq murs testés sous un chargement monotone quasi-statique. Les dimensions choisies pour ces murs sont imposées par le banc de cisaillement utilisé au LMDC de Toulouse. Bien que les murs soient de dimensions relativement réduites, les essais restent représentatifs, par le nombre de joints et de briques constitutifs. Comme discuté auparavant (section III.3 du Chapitre 1), ces dimensions privilégient un mode de rupture en cisaillement-compression plutôt qu'en flexion. Il s'agit dans cette campagne d'évaluer l'effet de la configuration du renforcement et du taux de renfort sur le comportement mécanique des murs en maçonnerie, en utilisant le même matériau de renforcement que celui utilisé pour les essais de traction directe (fibres de verre E, voir **Tableau 2.3**).

Un mur sain non renforcé et non enduit a été testé comme référence, nommé MNR (Mur Non Renforcé). Le mur de référence est considéré comme un mur usuel présent dans les bâtiments historiques, soit en mur intérieur de refend, soit en mur extérieur, à la différence près de

l'absence d'enduit de mortier extérieur, qui n'est utilisé que pour protéger les briques contre les agressions externes, en particulier la pluie, et non pour contribuer à la résistance mécanique.

Dans cette campagne, un premier mur a été renforcé le long des deux diagonales sur ses deux faces (noté mur X). Trois autres murs ont été renforcés avec une ou deux couches appliquées, couvrant en totalité une ou deux faces :

- Mur 1F1C : une couche de renfort sur une face ;
- Mur 2F1C : une couche de renfort sur chaque face ;
- Mur 1F2C : deux couches de renfort sur une face.

Deux paramètres importants ont été pris en compte dans l'étude : le nombre de couches de renforcement (sur une ou deux faces du mur) et le fait qu'elles aient été appliquées sur toute la surface ou seulement sur une bande diagonale. Le **Tableau 2.5** présente les propriétés des cinq murs mentionnés ci-dessus.

Tableau 2.5 : Dimensions et configuration de renforcement des murs testés

Mur	Dimensions du mur			Epaisseur du renfort (mm)	Configuration
	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)		
MNR	0.28	1.3	1.3	-	Mur non renforcé
Mur X	0.28	1.3	1.3	14	Renforcement sur les diagonales des deux faces
1F1C	0.28	1.3	1.3	7	Une couche sur une face
2F1C	0.28	1.3	1.3	14	Une couche sur chaque face
1F2C	0.28	1.3	1.3	10	Deux couches sur une seule face

La **Figure 2.6a** montre un mur renforcé sur ses diagonales et la **Figure 2.6b** un mur renforcé sur toute la surface. Un essai monotone de compression-cisaillement combiné dans le plan a été choisi compte tenu des avantages mentionnés ci-dessus (voir section VI Chapitre 1).



Figure 2.6 : (a) Mur renforcé sur ses diagonales et (b) mur renforcé sur toute sa surface [42]

Le vérin hydraulique du banc de cisaillement applique une charge axiale verticale (V) égale à 70 kN, soit le poids équivalent de trois étages (charge permanente uniquement). Le poids du mur étant égal à 7.6 kN, et en considérant qu'un mur d'un bâtiment traditionnel toulousain mesure 2 m de largeur et 3 m de hauteur, son poids serait de 22.8 kN. Ainsi, le poids de 3 étages serait de 68.4 kN, soit une valeur proche des 70 kN choisis.

Dans la pratique, la charge verticale a été appliquée très lentement jusqu'à la valeur cible de 70 kN. Pour ce faire, le vérin a été contrôlé de manière que sa force reste constante tout au long de l'essai. Par la suite, une charge horizontale a été appliquée dans des conditions monotones et quasi-statiques jusqu'à la rupture. Pour mieux observer le comportement post-pic, la charge horizontale est contrôlée en déplacement avec une vitesse de 0.015 mm/s. Dès que les murs de maçonnerie ont cédé, c'est-à-dire lorsque la force latérale a diminué de manière significative, le déplacement latéral s'est arrêté.

Neuf jauges de déformation de longueur 120 mm ont été placées sur le côté non renforcé du mur, réparties comme illustré à la **Figure 2.7** : trois sur la diagonale tendue, deux sur la diagonale comprimée, deux dans la direction verticale et deux dans la direction horizontale. Des jauges longues (120 mm) ont été nécessaires pour traverser les joints et les briques tout en restant représentatives de la déformation du mur. L'intérêt de traverser à la fois les briques et les joints est d'obtenir une déformation qui combine celle des deux éléments.

L'analyse par corrélation d'images numériques (DIC) a également été appliquée au côté renforcé du mur. Comme dans le cas de l'instrumentation lors de l'essai sur composite, le côté a été peint en blanc, puis un mouchetis aléatoire a été ajouté.

L'analyse DIC a été effectuée sur le côté renforcé des murs afin de suivre la déformation du composite pendant toute la durée de l'essai et de pouvoir ainsi observer son efficacité.

Sur la base du champ de déformation fourni par le DIC, des extensomètres virtuels (des jauges virtuelles qui fournissent la déformation à l'endroit où elles sont positionnées) ont été positionnés pour observer le comportement mécanique dans des zones caractéristiques, voir **Figure 2.7**. L'intérêt est de comparer les déformations obtenues avec les deux méthodes (jauges physiques et virtuelles).

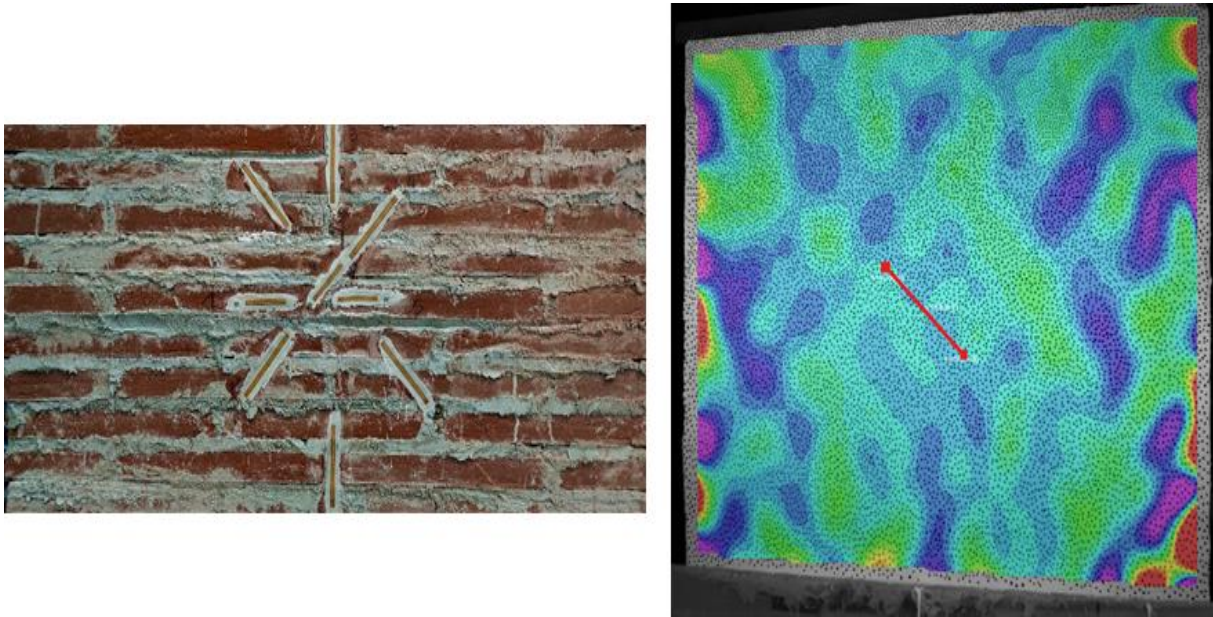


Figure 2.7 : Position des jauges et des extensomètres virtuels [42]

III. ESSAIS DE TRACTION SUR LES COMPOSITES

III.1. Analyse des résultats

Dans les composites TRM avec une ou deux couches de textile de verre, la réponse à la traction a été caractérisée par des courbes de force en fonction de la déformation axiale. Lors de l'essai de traction, les éprouvettes ont été fixées à une extrémité et mises en traction à l'autre extrémité. Les courbes force-déformation de ces échantillons sont présentées sur la **Figure 2.8**. La force appliquée au composite est celle de la machine d'essai de traction, et la déformation est mesurée à la surface de l'échantillon dans la longueur de mesure (200 mm) de l'extensomètre virtuel par DIC, voir **Figure 2.4**. Chaque courbe est identifiée par la dénomination xC-y, où x est le nombre de couches, C est le composite et y est le numéro de l'échantillon.

Il convient de noter que la longueur de mesure diffère très légèrement de la longueur libre (250 mm) parce que les plaques d'acier ont provoqué des ombres sur les bords, ce qui a réduit la surface calibrée des éprouvettes pour la DIC.

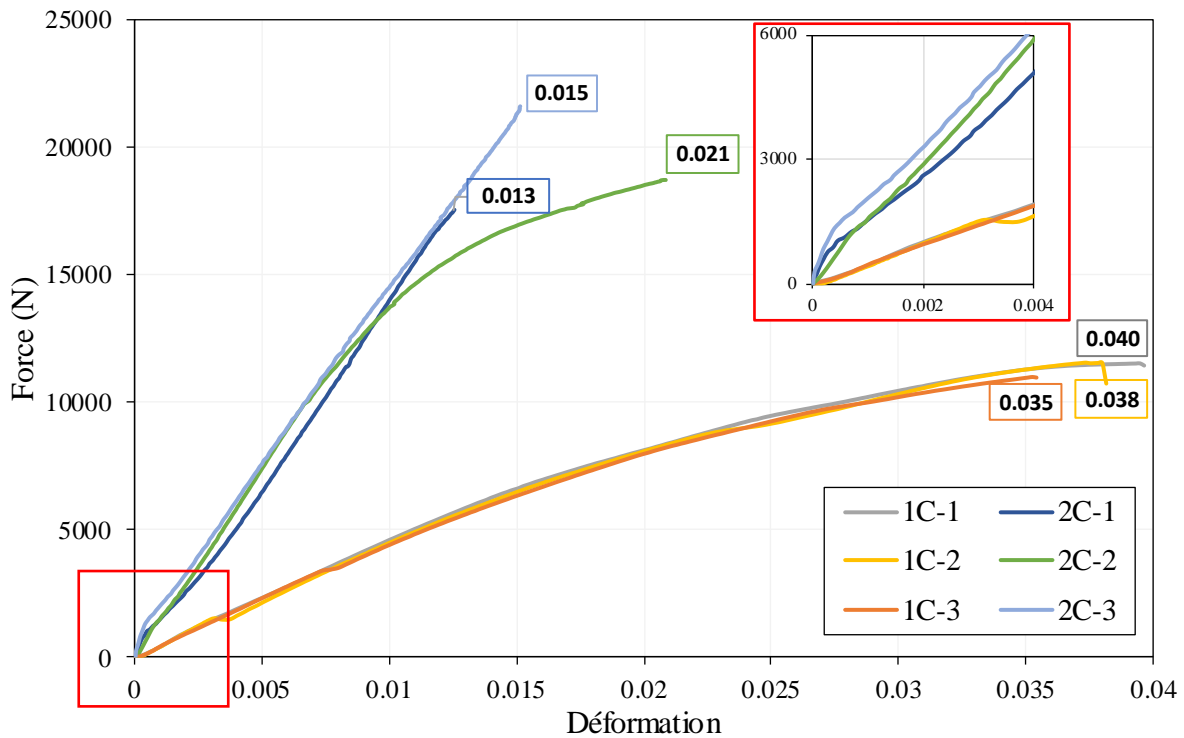


Figure 2.8 : Comportement en traction des composites 1 couche et 2 couches

On peut observer une phase élastique, définie ici comme la phase I, où le comportement est quasi-linéaire jusqu'à l'apparition de la première fissure dans le mortier dans la zone de résistance à la traction la plus faible, en supposant une liaison parfaite entre le mortier et le textile. La phase de développement de la fissuration, appelée phase II, correspond à la formation de fissures dans le mortier. Chaque nouvelle fissure est localisée dans la section de plus faible résistance, aléatoirement distribuée dans l'éprouvette, à une distance d'une fissure déjà existante supérieure à 2 fois une longueur de transfert entre le mortier et le textile. Lorsque la distance entre les fissures est inférieure à environ 1.5 à 2 fois la longueur de transfert, aucune nouvelle fissure n'apparaît. A chaque fissure, la compatibilité des déformations disparaît : la charge est entièrement transmise au textile.

Dès que l'ensemble du schéma de fissuration est complet, la phase de fissuration stabilisée commence (phase III). À partir de cette phase, la réponse en traction est principalement influencée par le comportement du textile de renfort jusqu'à la rupture, en particulier par l'écroutissement qu'il subit. On observe que les fissures se développent le long de la section transversale et traversent toute l'épaisseur de l'échantillon. Outre les phénomènes de délaminage

(phase IV), des ruptures locales de fibres de verre en traction à proximité d'une fissure aléatoire se sont produites pour les composites à une et deux couches.

En raison de la petite taille des mailles du textile utilisé, le taux de renforcement était élevé et la longueur de transfert courte. Par conséquent, la phase de développement de la fissuration (phase II) a été réduite et s'est terminée à un faible niveau de charge (voir le zoom dans la **Figure 2.8**) et la transmission de la charge entre la matrice et le renfort s'est produite très tôt au cours du chargement.

En termes de performance mécanique, les composites avec une seule couche de fibre de verre (1C) montrent une ductilité plus élevée mais une résistance à la traction et un module élastique plus faibles (pente plus faible). A l'inverse, les composites avec deux couches de fibre de verre (2C) présentent sans surprise une pente plus raide, indiquant à la fois un module élastique équivalent plus élevé, et une résistance à la traction plus élevée (presque le double), mais avec une ductilité moindre (capacité à se déformer sans casser plus faible que celle du composite 1C). Par conséquent, l'augmentation du taux de renfort accroît non seulement la raideur mais aussi la résistance du composite, et limite également la déformation.

III.2. Modes de rupture

L'essai a été interrompu dès la diminution de la force appliquée, même si le textile n'était pas entièrement endommagé, considérant alors la rupture atteinte. Deux principaux schémas de rupture peuvent être distingués, en fonction du nombre de couches de textile. Pour les échantillons comportant une seule couche (1C), une rupture totale s'est produite entre la matrice et le renfort, entraînant le délaminage de la matrice (voir **Figure 2.9a**). De plus, une fois dénudé, le textile a subi une déformation hors plan, ce qui a facilité la séparation de la matrice.

En revanche, pour les échantillons à deux couches (2C-y), la rupture s'est produite en raison du délaminage de la couche inter laminaire entre les deux renforts en textile de verre (**Figure 2.9b**). Ce type de rupture peut avoir été causé par une contrainte de cisaillement dans la couche inter laminaire, en raison de la disparité de la distribution de la contrainte de traction dans les deux couches du textile de verre.

La différence entre les modes de rupture des composites avec une ou deux couches de tissu de verre a eu un effet sur la déformation du composite à la rupture (voir **Figure 2.8**).

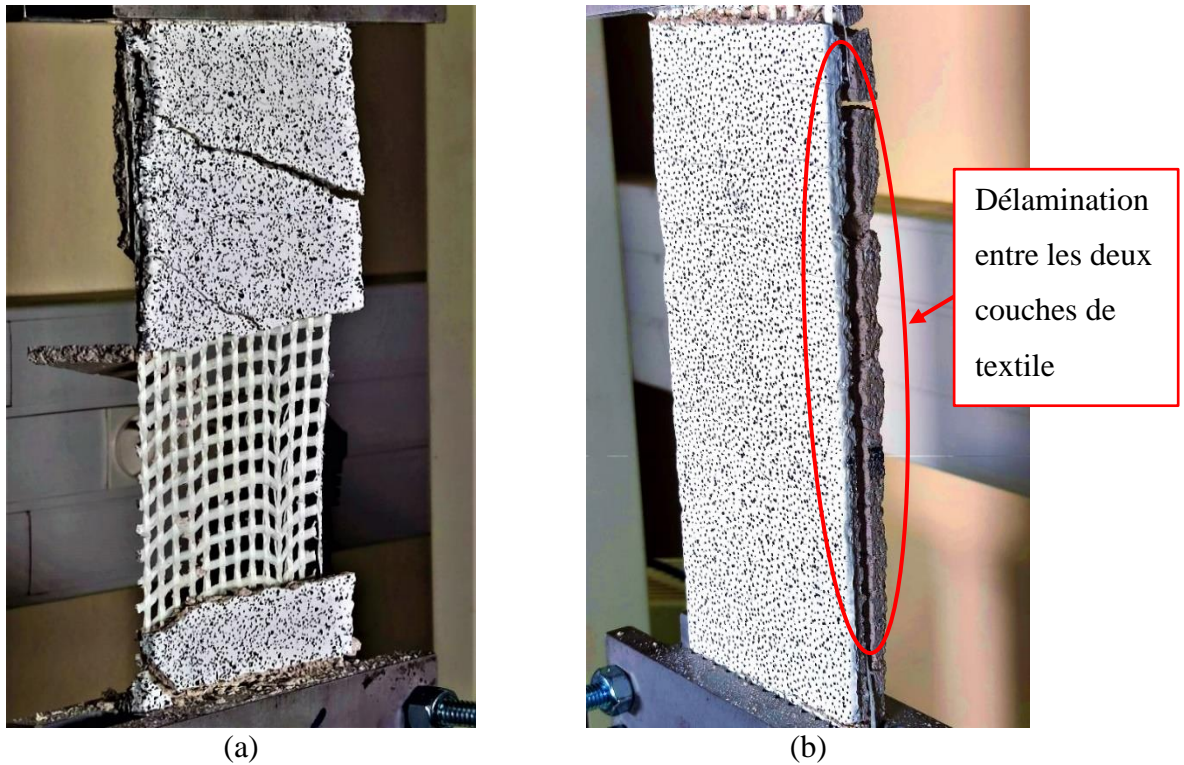


Figure 2.9 : Modes de rupture des composites : (a) 1C, (b) 2C

III.3. Contribution de la DIC

Une analyse de la fissuration développée pendant l'essai de traction des composites TRM a été effectuée à l'aide de la DIC en comptant le nombre de fissures sur la longueur de mesure des échantillons composites (200 mm), l'ouverture des fissures et leur espacement moyen. Chacun de ces paramètres a été exprimé en fonction de la force.

La **Figure 2.10** et la **Figure 2.11** montrent en partie haute le champ de déformation correspondant à la rupture (pour F_{max}) sur la surface externe de l'éprouvette de TRM avec respectivement une ou deux couches de textile.

En partie basse des figures est représenté pour chaque configuration le champ de déplacement axial le long de l'axe longitudinal central d'une éprouvette, pour des valeurs sélectionnées de la force (5 %, 10 %, 30 %, 70 % et 100 % de F_{max}). L'axe U_x représente le déplacement longitudinal de l'échantillon, et l'axe X indique la position sur l'échantillon.

La zone de mesure du déplacement U_x représente toute la zone de la longueur libre de l'échantillon. Pour chaque niveau de chargement (x % F_{max}), les points indiquent la position des fissures, correspond à une discontinuité de déplacement le long de l'axe x . L'ouverture d'une fissure correspond à l'amplitude du saut à chaque discontinuité. L'espacement des fissures correspond à la distance entre deux fissures consécutives.

Sont ainsi décrits le nombre de fissures, leurs positions sur la longueur de l'éprouvette, la distance entre les fissures successives, le niveau de charge au moment de la formation de la fissure, ainsi que l'ouverture de la fissure et son évolution au cours de l'essai. L'analyse DIC prend beaucoup de temps, c'est pourquoi seules quelques éprouvettes représentatives ont été étudiées.

Aucune nouvelle fissure n'apparaît entre les courbes correspondant à 30 % et 100 %, seule l'ouverture de la fissure augmente. Ainsi, les courbes correspondant à une faible force telle que 5 % et 10 % F_{max} permettent d'observer l'apparition de fissures au cours de l'augmentation de la force appliquée. Les courbes de 5 % et 10 % correspondent aux phases I et II (voir les résultats des essais de traction sur le composite, **Figure 2.8**) alors qu'à partir des chargements de 20 % et 30 % F_{max} , c'est la phase III qui est concernée.

La multi-fissuration qui apparaît dans le composite pendant l'essai de traction signifie qu'il y a un transfert de charge entre la matrice de chaux et le textile de fibre de verre.

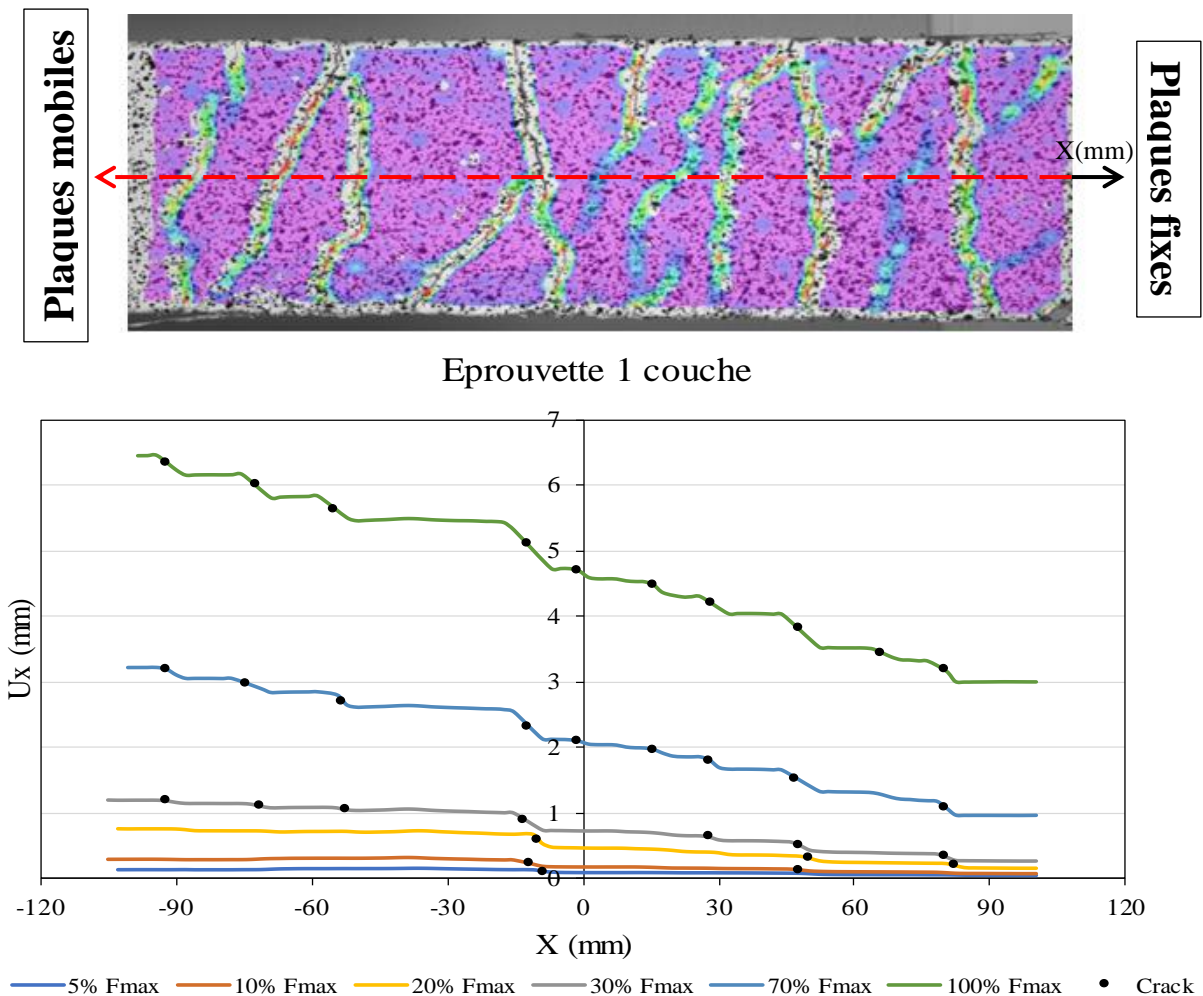
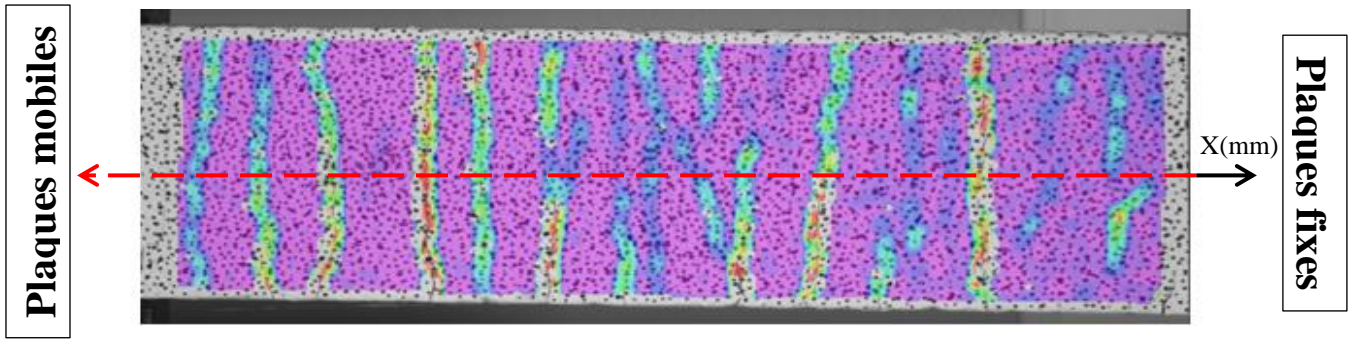


Figure 2.10 : Champs de déformation à la rupture (haut) et ouverture des fissures et espacement des fissures (bas) pour une éprouvette 1 couche



Eprouvette 2 couches

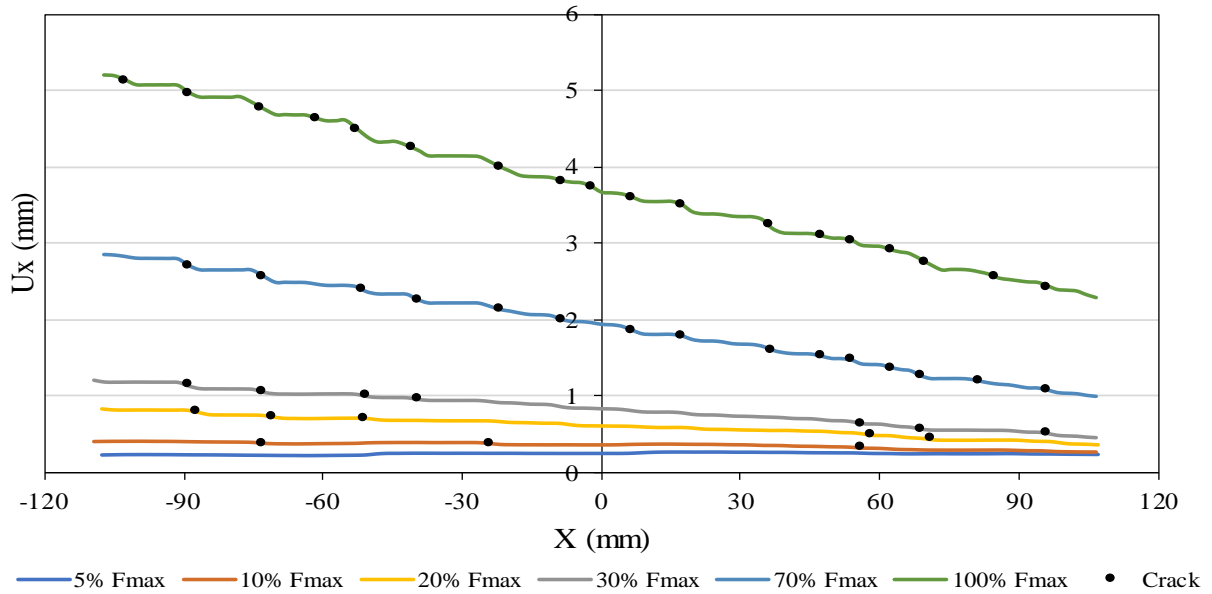


Figure 2.11 : Champs de déformation à la rupture (haut) et ouverture des fissures et espacement des fissures (bas) pour une éprouvette 2 couches

Les valeurs de l'ouverture moyenne et de l'espacement moyen des fissures sont indiquées dans le **Tableau 2.6**. Le composite à deux couches de textile (2C) présente un espacement moyen des fissures plus faible, ce qui signifie que davantage de fissures, de plus faible ouverture, sont apparues sur ce composite, en relation logique avec sa plus grande raideur.

Tableau 2.6 : Valeurs de l'ouverture et de l'espacement des fissures pour les éprouvettes avec 1 et 2 couches de textile

Eprouvettes	Ouverture de fissure (μm)	Espacement de fissures (μm)
1 couche	263	16790
2 couches	140	11700

L'espacement des fissures représentant environ 1,5 à 2 fois la longueur de transmission, il est possible de déterminer cette dernière à partir du **Tableau 2.6**.

Ainsi, la longueur de transfert entre le textile et le mortier peut être estimée entre 8 et 11 mm et entre 6 et 8 mm, respectivement, pour 1 couche et 2 couches de renfort.

IV. ESSAIS SUR LES MURS

IV.1. Comportement global

Les murs présentés dans cette section ont été testés en compression-cisaillement selon le protocole décrit en II.3.3. La **Figure 2.12** présente les courbes de la force horizontale en fonction du déplacement de tous les murs testés.

Les résultats des essais sont résumés dans le **Tableau 2.7**.

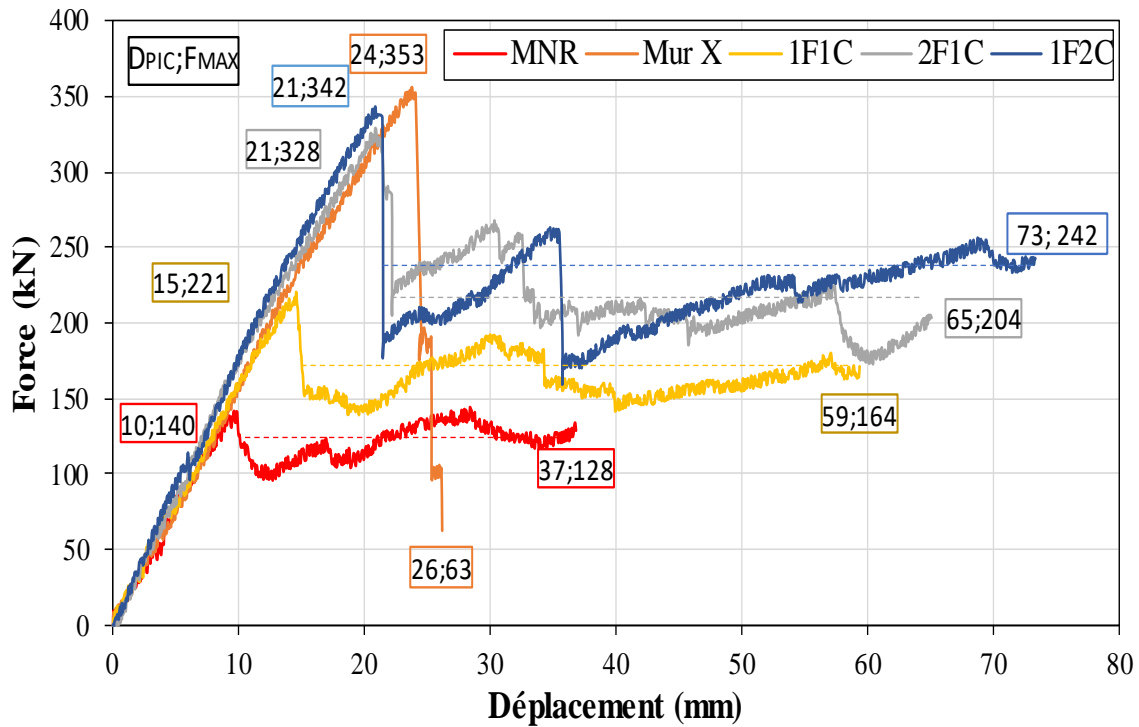


Figure 2.12 : Courbe force/déplacement des différents murs

Tableau 2.7 : Résultats des essais de cisaillement/compression sur les murs testés

	Fmax (kN)	Déplacement pic (Dpic) (mm)	Capacité résiduelle finale (CRF) (kN)	Déplacement final (Dmax) (mm)	CRF /Fmax	Dmax /Dpic
MNR	140.23	9.903	128.24	36.774	0.914	3.713
1F1C	220.62	14.592	164.47	59.336	0.746	4.066
2F1C	327.91	20.932	203.53	65.068	0.621	3.109
1F2C	342.61	20.876	242.2	73.294	0.707	3.511
Mur X	356.44	23.78	62.86	26.17	0.176	1.101

Pour tous les murs, une phase élastique quasi-linéaire jusqu'au pic de charge est d'abord observée, suivie d'un comportement non linéaire. Alors que les rigidités des différents murs sont proches, il y a un écart significatif dans la charge maximale (Fmax). Globalement, l'intégrité du mur est préservée pendant cette première phase (le déplacement résiduel devrait être négligeable après déchargement puisqu'aucun endommagement ni aucune plastification n'ont été observés durant cette phase).

Une deuxième phase non linéaire commence après la rupture partielle du mur et un déchargement partiel soudain, qui diffère selon le type de mur et de renfort. La non-linéarité est liée à l'endommagement d'un ou plusieurs éléments de la maçonnerie, des matériaux de renforcement ou même de l'interface renfort/bloc (ou joint de mortier).

Dans cette deuxième phase, les murs présentent un comportement similaire (hormis le mur X) : maintien de la capacité de résistance horizontale avec même un ou plusieurs regains, avec des amplitudes et une ductilité différente (étendue du déplacement post-pic) selon les murs.

Quel que soit le type de renforcement, les murs renforcés atteignent une charge maximale (Fmax) significativement plus élevée que le mur de référence. Le Fmax augmente entre 57 % (1F1C) et 154 % (mur X). L'augmentation moyenne de la capacité de cisaillement obtenue en utilisant des renforts TRM est de 123 % par rapport au mur non renforcée (voir **Tableau 2.8**).

Un transfert de charge substrat/TRM approprié pourrait expliquer l'augmentation apparente de la résistance au cisaillement causée par la capacité du renfort à combler les microfissures et les fissures dans la première phase. Cette capacité est assurée par la courte longueur de transfert entre la matrice et le textile (voir section II.3.1), qui peut permettre un ancrage étroit du renfort

de part et d'autre d'une fissure, limitant ainsi sa croissance. D'autre part, la rigidité initiale des murs est à peine affectée par le renforcement. Ceci peut être attribué à l'épaisseur des systèmes de renforcement (0.8 cm à 1 cm), qui est beaucoup plus fine que celle des unités de briques.

Les observations visuelles indiquent que les dommages macroscopiques étendus aux murs renforcés sont significativement retardés en termes de déplacement latéral.

Le déplacement ultime (D_{max}) est donc plus important pour les murs renforcés que pour le mur de référence (sauf pour le mur X). L'énergie cumulée (E_{cumul}) permettra de déterminer, au moins pour un ordre de grandeur, le potentiel des TRM en tant que renforts de maçonnerie. Afin de pouvoir comparer les résultats par la suite, l'énergie cumulée a été calculée pour un déplacement égal à trois fois le déplacement au pic de chaque mur. Selon cette étude, les configurations adoptées sont concluantes, puisque des augmentations de l'ordre de 42 à 319 % de l'énergie cumulée sont rapportées. Les forces maximales et l'énergie cumulée pour chaque mur testé sont indiquées dans le **Tableau 2.8**.

Tableau 2.8 : Résultats des murs testés

Mur	Force maximale (kN)	Ecumul (J)
MNR	140	3176
1F1C	220 (+ 57 %)	4514 (+ 42 %)
2F1C	328 (+ 134 %)	12657 (+ 299 %)
Mur X	356 (+ 154 %)	4562 (+ 44 %)
1F2C	343 (+ 145 %)	13303 (+ 319 %)
Augmentation moyenne	+ 123 %	+ 176 %

La **Figure 2.13** montre les modes de rupture des différents murs testés.

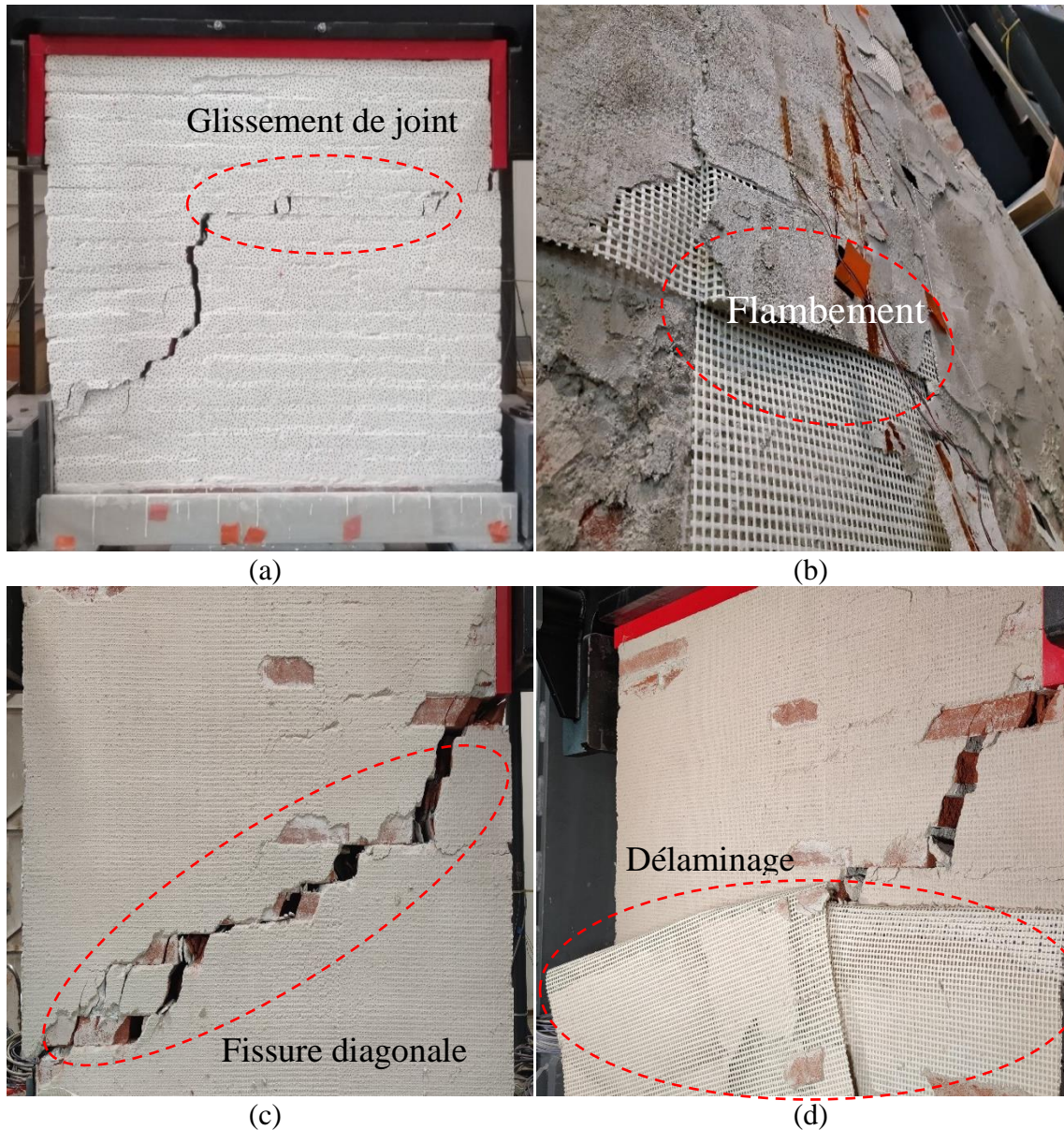


Figure 2.13 : Modes de rupture des murs : (a) glissement de joint + fissure diagonale (MNR), (b) flambement (Mur en X), (c) fissure diagonale et (d) délaminage (1F1C, 2F1C et 1F2C)

Le mur MNR a atteint une force maximale de 140 kN, la rupture a pris la forme d'une fissure diagonale due à la tension diagonale, combinée au glissement des joints (voir **Figure 2.13a**). Après l'apparition de cette fissure, le mur a continué à résister et à se déformer en raison de l'effet du confinement appliqué dans les conditions aux limites (charge verticale), qui a généré du frottement au niveau des fissures horizontales. L'énergie cumulée de ce mur atteint 3176 J. Il est assez remarquable de noter que le regain de capacité de résistance post-pic, s'opérant vers 28 mm de déplacement imposé, atteint pratiquement la force maximale au pic. Ce constat démontre la relative bonne disposition « naturelle » des murs en maçonnerie épais à travailler dans leur plan, pour autant que les règles de l'art aient été bien suivies (harpage des briques et intimité de contact entre briques et mortier) et qu'ils soient suffisamment chargés verticalement.

Le mur X a atteint une force maximale de 356 kN. Dans cette configuration de renforcement, le fil de chaîne du textile est orienté en diagonale donc est parallèle à la diagonale tendue, ce qui donne une efficacité maximale au renforcement. Ainsi, la fissure principale dans la tension diagonale traverse à la fois les joints et les briques. La bande de renforcement le long de la diagonale comprimée a tendance à se déformer. Comme cette bande est posée sur la bande tendue dans la zone centrale du mur, où les deux bandes se croisent, son adhérence au mur est limitée, ce qui affaiblit sa capacité à résister au flambement. En conséquence, un flambement s'est produit, entraînant le décollement du composite (voir **Figure 2.13b**). La **Figure 2.12** montre que le comportement du mur renforcé en forme de X est fragile. Comme il n'y a pas de glissement des joints et donc pas de fissuration horizontale (la fissure principale en traction diagonale traverse à la fois les joints et les briques), il n'y a pas de frottement et le mur se rompt brutalement. Ce mur a accumulé légèrement plus d'énergie que le mur MNR (4562 J).

Le mur 1F1C (une seule face renforcée du mur avec une seule couche de tissu de verre) a atteint la force maximale de 220 kN et a montré une plus grande ductilité que le mur MNR et le mur X. Après la diminution soudaine de sa résistance due à l'apparition de la première fissure, le mur a montré un regain progressif de résistance, vers 30 mm de déplacement imposé, puis sa capacité de résistance résiduelle s'est stabilisée à environ 75 % de F_{max} , grâce au frottement, du fait de la présence de fissures horizontales dans le mur de maçonnerie. Son énergie cumulée était égale à 4514 J.

Le mur 2F1C (une couche de textile de verre sur chaque face) a atteint une force maximale de 328 kN et montré une ductilité significative. Après la formation de la première fissure, un regain de sa capacité de résistance est observé jusqu'à ce qu'une deuxième fissure se produise, pour un déplacement imposé de 33 mm, qui occasionne une nouvelle perte de résistance puis une stabilisation par effet de frottement par la suite à environ 62 % de F_{max} . Son énergie cumulée a atteint 12657 J.

Enfin, le mur 1F2C (deux couches de textile de verre sur une seule face) a montré une force maximale de 343 kN. Pour ce mur, un premier regain de capacité de résistance post-pic est observé jusqu'à la formation d'une seconde fissure majeure, à environ 36 mm de déplacement imposé, puis un second regain atteignant presque la valeur du premier pour 68 mm de déplacement imposé. L'augmentation de la force après le pic signifie qu'il n'y a pas seulement un frottement mais aussi une contribution du renfort. Ce mur a présenté l'énergie cumulée la plus élevée, atteignant 13303 J.

Les murs renforcés sur toute la surface se sont rompus principalement par cisaillement sous l'effet de la tension diagonale de la maçonnerie, induisant un décollement progressif du renfort TRM (voir **Figure 2.13c** et **Figure 2.13d**). La **Figure 2.13c** présente la rupture par cisaillement diagonal des murs (1F1C, 2F1C et 1F2C) (la fissure diagonale se produit au pic de force) et la **Figure 2.13d** présente le délaminage induit dans le composite (qui se produit progressivement après la chute de la force post-pic).

L'observation globale a révélé que le frottement le long des fissures horizontales dans les joints de mortier contribue considérablement à la ductilité du comportement mécanique des murs sous charge de cisaillement et permet même une récupération partielle de la capacité de cisaillement après que la charge maximale a été atteinte. L'efficacité de l'effet de frottement dépend fortement du confinement, fourni à la fois par la charge verticale, les barres de maintien et par le renforcement textile. Si la disposition et la mise en œuvre du renfort conduisent à une adhérence et un ancrage efficace aux briques, dans les zones pas encore endommagées, le renfort reste tendu de part et d'autre des fissures, ce qui améliore globalement le confinement.

Compte tenu de l'épaisseur du renfort, il n'y a pas de rigidité supplémentaire. Cependant, l'ajout du renfort a homogénéisé le comportement des murs. Ceci peut être observé à travers la fissure en traction diagonale qui traverse à la fois les joints et les briques dans les murs renforcés (avec une diminution soudaine de la force pour le mur X) alors qu'un glissement clair a été observé pour le mur MNR.

On peut également constater que le renforcement augmente la force de stabilisation (lignes pointillées sur le graphique du comportement global de la **Figure 2.12**, représentant la capacité de résistance résiduelle moyenne de chaque mur après le pic).

Comme mentionné ci-dessus (voir III.3), l'augmentation du taux de renfort augmente la force de stabilisation, qui, entre le mur 1F1C et le mur 1F2C, peut être observée comme ayant presque doublé.

A partir des observations sur les murs et sur le composite, on peut constater que le composite de renfort a un effet favorable à deux échelles : à petite échelle où il limite l'ouverture de petites fissures et augmente donc la résistance du mur, et à grande échelle, où il limite l'ouverture supplémentaire des fissures déjà ouvertes et rend le comportement du mur plus ductile.

Grâce à la DIC, il est possible d'observer les zones de concentration de déformation principale sur la surface, juste avant le pic, lorsque l'adhérence entre le composite et le substrat est encore presque parfaite, avant que la fissuration ne rompe une partie de leur liaison.

La **Figure 2.14** montre la déformation principale sur trois murs (sur la maçonnerie pour le MNR, le composite et la maçonnerie pour le mur X, et sur le composite pour le mur 1F2C).

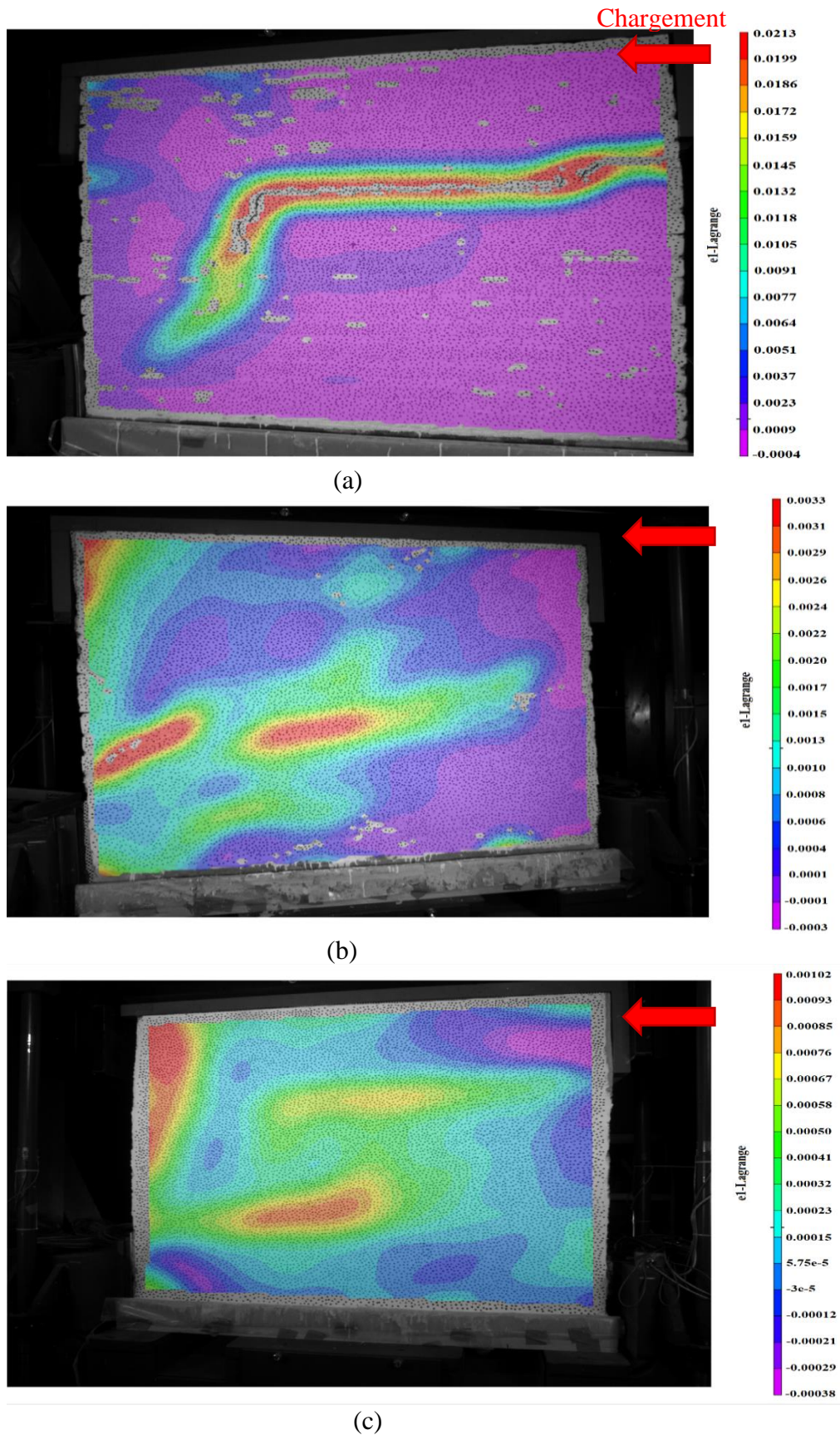


Figure 2.14: Déformation principale avec la DIC pour (a) mur MNR, (b) Mur X, (c) mur 1F2C.

La cartographie de la déformation principale préfigure la fissuration qui suivra. Dans le cas du mur MNR (**Figure 2.14a**), la formation d'une fissure horizontale en partie centrale et d'une fissure diagonale à proximité des zones de contact du mur avec le bâti de la presse sont notées. Pour le mur X (**Figure 2.14b**), la fissure diagonale apparaît également, mais de façon un peu moins nette. Enfin, pour le mur 1F2C (**Figure 2.14c**), deux zones tendues dans la direction diagonale sont distinguées, ainsi qu'une troisième dans l'angle supérieur gauche probablement dû à l'effet de l'ancrage du renfort.

Ce qui est observé à l'échelle globale avec la DIC rassure l'utilisateur sur la fiabilité des mesures à l'échelle locale.

En effet, le fait que la DIC puisse procurer une cartographie de la déformation principale qui est en accord avec la fissure qui va suivre, permet d'avoir une idée sur la fiabilité des résultats de cette technique.

IV.2. Comportement local

Afin de mieux apprécier l'influence des paramètres du renforcement, il est nécessaire, après avoir analysé le comportement global des murs, d'aborder le comportement local. A cette fin, la déformation le long de la diagonale tendue a été mesurée par des jauges préalablement placées sur les faces non renforcées des murs (**Figure 2.7a**) ou a été évaluée par des extensomètres virtuels d'une longueur de base qui varie entre 110 et 140 mm en utilisant la DIC (**Figure 2.7b**), cette longueur a été choisie pour approcher celle des jauges. Les extensomètres virtuels ont été positionnés au droit des positions correspondant aux jauges physiques, sur la face renforcée opposée du mur.

Les courbes de la **Figure 2.15** (calculées à partir de la moyenne des trois jauges placées sur la diagonale tendue dans le cas du graphique des jauges) montrent que les deux types de dispositifs ont donné des mesures similaires de déformation, même si parfois un décalage subsiste. Cela prouve, d'une part, la précision des résultats et, d'autre part, l'efficacité de la transmission des déformations des briques au système de renforcement.

Comme indiqué précédemment, la capacité du renfort textile à ponter les microfissures apparaît dans les courbes. Pour le mur MNR, le changement de pente, dû à la formation de microfissures, se produit au-delà de 50 kN de force horizontale et, au-delà de 100 kN, le réseau de fissures affecte la rigidité du mur, tandis que la rigidité des murs renforcés reste presque inchangée, ce qui conduit à une déformation beaucoup plus faible.

Dans la configuration 1F2C, la déformation est beaucoup plus limitée que dans la configuration 1F1C ou 2F1C. Il est donc très utile d'observer que la déformation est réduite plus efficacement lorsque la même quantité de textile de renforcement est disposée sur une seule face du mur.

Pour le mur X, on observe une déformation importante pour une faible augmentation de la force, ce qui est probablement le signe d'un délaminage du renfort (probablement augmenté par le flambage de la bande diagonale comprimée du composite dans la zone d'interaction avec la bande en tension du composite) (voir **Figure 2.15**).

Sur la base de ces résultats, on peut dire que le renforcement sur toute la surface retarde le délaminage du renfort en offrant une plus grande surface d'ancrage au textile.

Il faut également noter qu'un taux de renforcement plus élevé permet de limiter davantage la déformation.

Enfin, le renfort 1F2C est celui qui s'est le moins déformé tout en atteignant une résistance au cisaillement satisfaisante. On peut dire qu'avec un renfort sur une seule face (1F2C), ou la moitié de ce renfort disposée sur les deux faces (2F1C), on obtient à peu près le même comportement ce qui est très prometteur pour le renforcement des bâtiments historiques. En effet, dans une construction réelle, il n'est pas facile d'accéder aux deux faces d'un même mur. Le renforcement des deux faces peut même être totalement inadapté si l'on veut préserver l'esthétique des bâtiments classés patrimoniaux.

En accord avec les résultats sur les composites mentionnés auparavant (voir III.3: contribution de la DIC), le phénomène de plastification est clairement visible lorsque la déformation diagonale du mur renforcé avec une couche est comparée à celle du mur renforcé en deux couches.

Pour une même force, une déformation plus importante est observée sur la diagonale du mur renforcé avec une seule couche, ce qui signifierait que le ratio de renforcement exerce une influence importante non seulement sur la résistance mais aussi sur la déformation, et que l'augmentation du ratio de renforcement augmente la rigidité et limite l'ouverture des fissures.

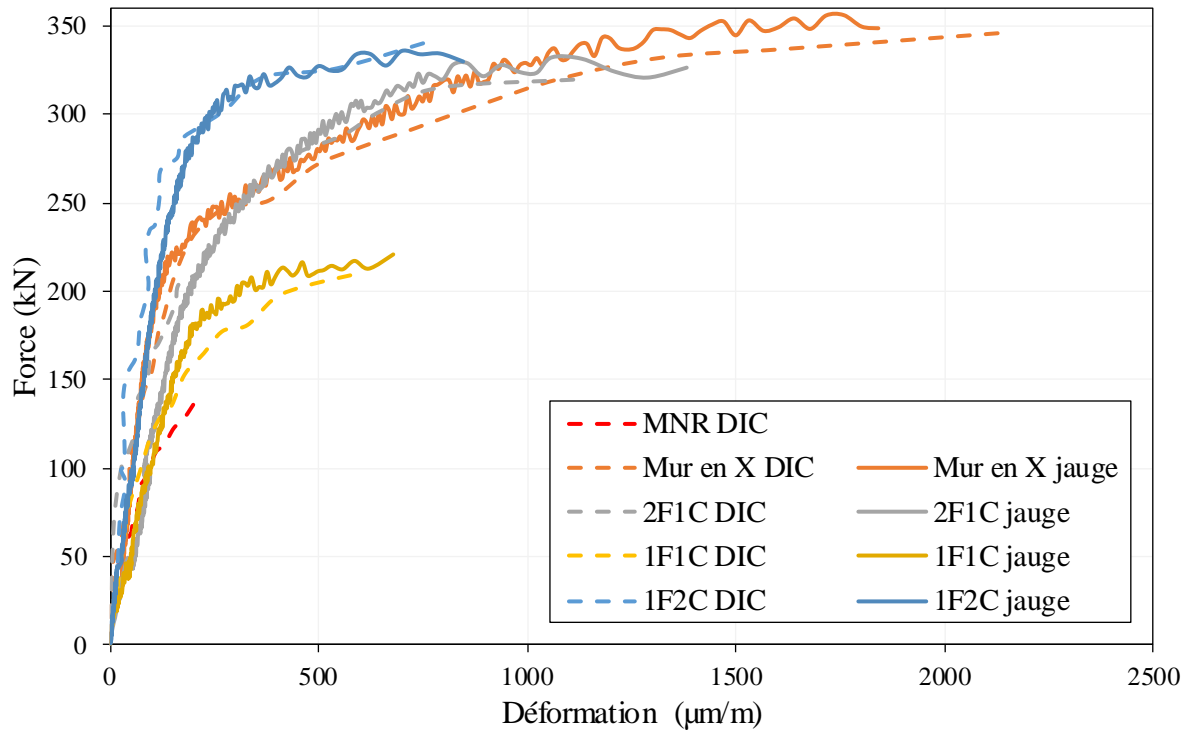


Figure 2.15 : Comparaison du comportement force/déformation de la diagonale tendue des différents murs pour les deux techniques (DIC/Jauges)

IV.3. Comportement post-pic

La contribution du renforcement au maintien de la capacité de résistance horizontale résiduelle des murs a bien été illustrée dans l'analyse du comportement global et du comportement local dans la direction diagonale. Afin d'encore mieux appréhender cette contribution post-pic, une analyse de la déformation globale le long de la diagonale tendue (sur 2/3 de sa longueur) est réalisée à l'aide d'extensomètres virtuels fournis grâce à la DIC.

Les courbes force-déformation avec le comportement après le pic pour les murs renforcés sont présentées dans la **Figure 2.16**.

La première partie de ces courbes est celle qui a été discutée précédemment dans la partie sur le comportement local, notre attention s'est donc portée sur la partie des courbes qui vient après le pic.

La capacité résistante du mur X diminue soudainement sans présenter de déformation importante en raison du délaminage complet.

Dans le cas du mur 1F1C, le textile se déforme jusqu'à 1,7 % avant que l'essai soit interrompu.

Dans le cas du mur 2F1C, la déformation atteint 2,0 %.

La courbe de 1F2C montre une augmentation de la force jusqu'à 250 kN avec deux niveaux de reprise des efforts par le composite. Le textile se déforme jusqu'à 2,1%.

Cette déformation après le pic signifie que la traction dans le textile est maintenue, voire augmente, après la rupture du mur et la formation d'une macro-fissure. Cette situation est rendue possible grâce au maintien de l'ancrage du textile, c'est-à-dire à l'adhésion du composite sur le substrat, dans les zones non encore endommagées de la maçonnerie.

Par conséquent, le composite le plus performant est celui présent dans le mur 1F2C, avec une limitation plus élevée de l'ouverture des fissures lors de la rupture du mur. Son meilleur comportement peut être le résultat d'une configuration efficace seule, ou la combinaison de la performance du composite et du faciès d'endommagement de la maçonnerie qui permet de maintenir l'efficacité de l'ancrage.

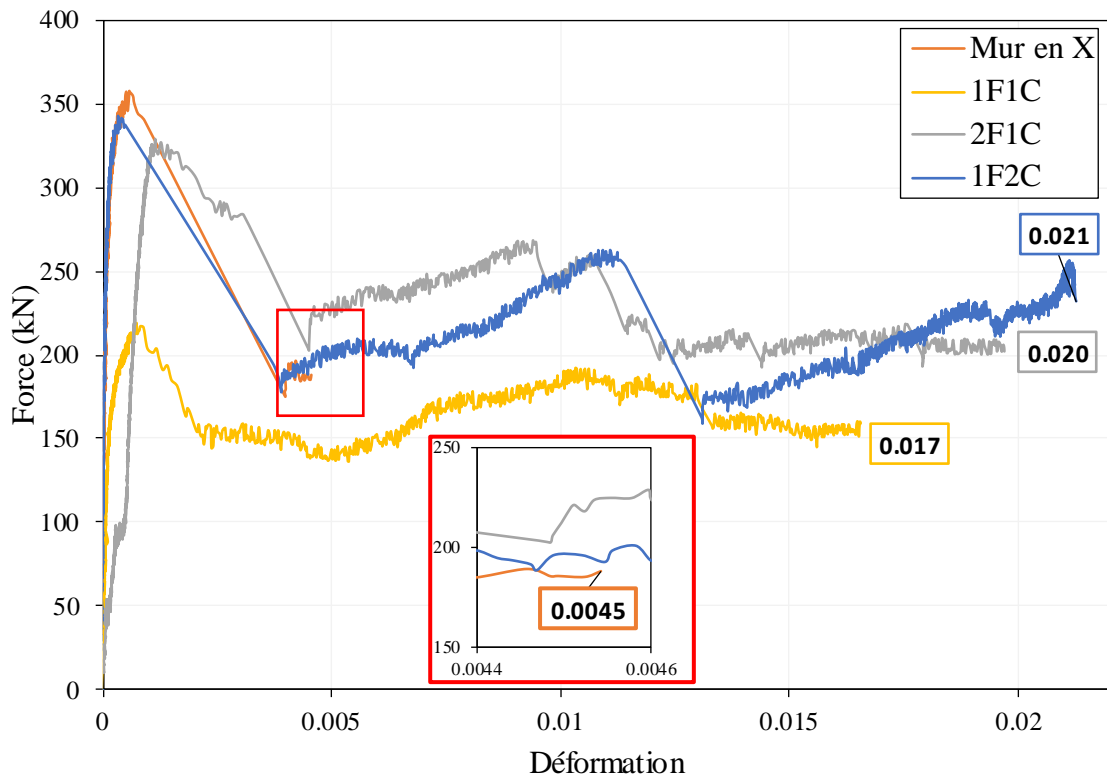


Figure 2.16 : Comportement post-pic de la diagonale tendue des murs renforcés

Une comparaison avec les résultats de l'essai de traction montre que le mur renforcé par une seule couche de textile n'a pas pleinement exploité la capacité de déformation du composite, puisqu'elle a atteint la moitié de la déformation obtenue lors de l'essai de traction (3.8 %). Cela s'explique par le fait que le composite à une seule couche protège moins efficacement les fissures naissantes et que, par conséquent, au moment de l'apparition d'une fissure diagonale de traction dans la maçonnerie, le composite se délamine prématurément.

En revanche, le composite à deux couches limite l'ouverture des fissures naissantes avant la rupture du mur, ce qui lui permet d'être pleinement exploité, comme observé avec les déformations du composite sur le mur et sur le composite, qui sont presque identiques.

V.CONCLUSION

Les murs des constructions en maçonnerie sont vulnérables aux forces horizontales quand ils ne sont pas suffisamment confinés par une charge verticale (provenant par exemple des étages supérieurs). Un moyen de mieux garantir leur intégrité structurelle et d'améliorer leur comportement en service lorsqu'ils sont potentiellement exposés à de tels chargements est de les renforcer. La présente étude expérimentale s'est concentrée sur des murs de maçonnerie, proches des murs de maçonnerie historiques, renforcés par des composites TRM soumis à des essais monotones de cisaillement-compression combinés dans le plan. Dans la plupart des études concernant le renforcement de la maçonnerie sous chargement quasi-statique, des essais de compression diagonale ont été effectués [12], [13]. La majorité d'entre eux a été discutée dans l'article " State of the art on strengthening masonry structures with textile reinforced mortar (TRM) " par Leonidas Alexandros S. Kouris et Thanasis C. Triantafillou (2018) [6]. Notre travail visait à approcher les modes de sollicitation sismiques, et nous avons effectué pour cela des essais de compression/cisaillement (approche en poussée progressive – push over - de la résistance des constructions aux séismes). Afin d'être au plus près du comportement de maçonneries anciennes, nous avons utilisé des briques d'argile pleines, fabriquées selon un mode traditionnel, et employé un mode constructif artisanal du mur. Nous avons également essayé d'étudier l'effet de l'ancrage et du confinement fournis par le composite sur le substrat. Les principales conclusions sont les suivantes :

- Les murs se rompent principalement par cisaillement sous tension diagonale, pour une force appliquée correspondant à leur capacité de résistance horizontale maximale, ce qui entraîne un délaminage plus ou moins progressif du composite (sauf dans le cas du mur MNR, qui s'est rompu sous traction diagonale combinée au glissement des joints).
- Le renforcement par composite mortier textile a contribué à l'homogénéité du comportement des murs renforcés, traduite par la fissuration diagonale dans les murs renforcés.
- Alors que les rigidités sont proches, il y a globalement un écart significatif dans la résistance au cisaillement. Dans la phase post-pic, la plupart des murs présentent un comportement similaire avec des amplitudes et une ductilité différente.

- L'augmentation du ratio de renforcement augmente non seulement la résistance mais aussi la ductilité et, en accord avec les résultats des essais de traction directe sur les composites, le mur renforcé par deux couches de textile présente une ouverture de fissure diagonale plus faible, ce qui se traduit par une force de stabilisation plus élevée après le pic.
- Si l'on recherche la résistance, il est préférable de renforcer les diagonales et, si l'on recherche la ductilité, il est préférable de renforcer l'ensemble de la surface.

La configuration du mur 1F2C (deux couches de textile sur un côté) a permis d'atteindre une force maximale de 343 kN, de supporter le déplacement latéral le plus élevé et d'enregistrer un regain de résistance au cisaillement après la chute de la force, ce qui s'explique par le fait que le composite était toujours performant après la première et la deuxième fissure. Ce mur a cumulé l'énergie la plus élevée, atteignant 6886 J. Ceci est intéressant pour le renforcement de la maçonnerie historique, de sorte que pour préserver l'esthétique des vieux bâtiments, le renforcement d'un seul côté pourrait être possible et montrer une haute performance.

La corrélation d'images numériques est un moyen efficace d'évaluer la réponse des murs sous une charge horizontale quasi-statique.

Plus précisément, ce système fournit des informations sur le moment de la formation de la fissure, la propagation de la fissure pendant l'essai et l'historique des champs de déformation et de contrainte. En outre, nous avons pu examiner le comportement post-pic des composites, au-delà de la charge maximale.

Après avoir étudié différentes configurations de renforcement des murs avec les fibres de verre E, et avoir conclu que le renforcement sur toute la surface avec un taux de renfort plus élevé pouvait montrer les meilleures performances, il serait intéressant d'étudier l'effet de la géométrie du renforcement textile (ouverture des mailles et orientations des fils) et l'effet de la variation de la matrice de renforcement sur les performances du renfort, tout en conservant la même configuration de renforcement. Ce sera l'objet du chapitre suivant.

**CHAPITRE 3 : CHOIX DE L'ORIENTATION
DES FILS, DE LA TAILLE DES MAILLES ET
DE LA CHAUX DE RENFORT**

SOMMAIRE

I.	INTRODUCTION.....	95
II.	MATERIAUX ET METHODES.....	96
II.1.	Eprouvettes d'essai.....	96
II.2.	Propriétés des matériaux	97
II.3.	Méthodes	99
III.	RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	102
III.1.	Essai de traction monotone sur composites.....	102
III.2.	Essais cycliques de compression-cisaillement sur murs	108
III.2.1.	Effet du textile sur le renforcement.....	108
III.2.2.	Effet de la matrice sur le renforcement	124
III.2.3.	Effet de la matrice sur la réparation	130
IV.	CONCLUSION	139

CHAPITRE 3 : CHOIX DE L'ORIENTATION DES FILS, DE LA TAILLE DES MAILLES ET DE LA CHAUX DE RENFORT

I. INTRODUCTION

Il a été prouvé dans le chapitre précédent que la configuration et le taux de renfort ont un effet sur le comportement du mur renforcé et sur le mode de rupture. Cependant, ces renforcements souffrent souvent d'un mauvais ancrage et font face au risque de délaminage avant qu'ils ne puissent atteindre leur performance optimale, c'est pourquoi il y a encore d'autres directions à explorer pour améliorer l'ancrage.

L'étude présentée ici vise à évaluer l'effet de la variation de la taille des mailles du textile et de l'orientation de ses fils (pour une même configuration de renforcement que celle retenue dans le chapitre précédent) dans le renforcement des constructions historiques en maçonnerie, dans des conditions d'essai similaires à celles d'un tremblement de terre (essais cycliques de cisaillement). Elle vise également à évaluer l'influence du mortier de chaux sur la performance du renforcement en utilisant deux chaux différentes pour le renfort TRM. Dans un second temps, ce chapitre traite également de la réparation des murs de maçonnerie déjà endommagés. En effet, cet aspect n'a que très peu été étudié dans la littérature jusqu'à présent [55]. Pour ce faire, un essai cyclique dans le plan a été réalisé sur des murs à l'échelle métrique. Une série d'autres tests ont également été réalisés à cette fin. Grâce à la technique de corrélation d'images numériques (DIC), les déplacements et les déformations ont été mesurés tout au long des essais de traction sur les composites et des essais cycliques dans le plan sur les murs.

Cette étude a été réalisée lors d'une deuxième campagne différente de la première pour deux raisons :

- La première raison étant que la première campagne visait à trouver la configuration optimale, il était alors plus simple et plus rapide d'utiliser des essais monotones quasi-statiques jusqu'à la rupture.
- La deuxième campagne visait à optimiser le renfort en cherchant l'influence de la géométrie des textiles et l'influence de la nature de la matrice, et ce en approchant davantage les sollicitations d'un tremblement de terre, avec un essai cyclique de cisaillement.

II. MATERIAUX ET METHODES

II.1. Eprouvettes d'essai

Sept murs en maçonnerie ont été réalisés en briques de terre cuite similaires à celles couramment utilisées pour les bâtiments historiques toulousains (origine et nature de l'argile, technique de compactage des unités et température de cuisson) [42].

Ces murs ont été construits de la même manière que les murs du chapitre précédent, à l'exception des dimensions des briques : $420 \times 200 \times 50 \text{ mm}^3$ ici au lieu de $420 \times 280 \times 50 \text{ mm}^3$, pour une raison de facilité de construction ainsi que pour maintenir une marge de sécurité quant aux capacités maximales de la machine d'essai. (**Figure 3.1**).

Un mortier de chaux a été utilisé pour construire les murs, dont les proportions sont 1:4 sable/chaux et un rapport eau/chaux de 0,55. Chaque mur a été construit selon un modèle de liaison courante (type de liaison flamande, utilisé le plus souvent en Europe et spécifiquement à Toulouse, la zone d'étude) avec des joints de mortier d'environ 15 mm d'épaisseur (Eurocode 6 [77]).

À l'âge de 28 jours, les murs ont été renforcés par des TRM et, à l'âge de 90 jours, ils ont été soumis à des essais cycliques de compression-cisaillement.

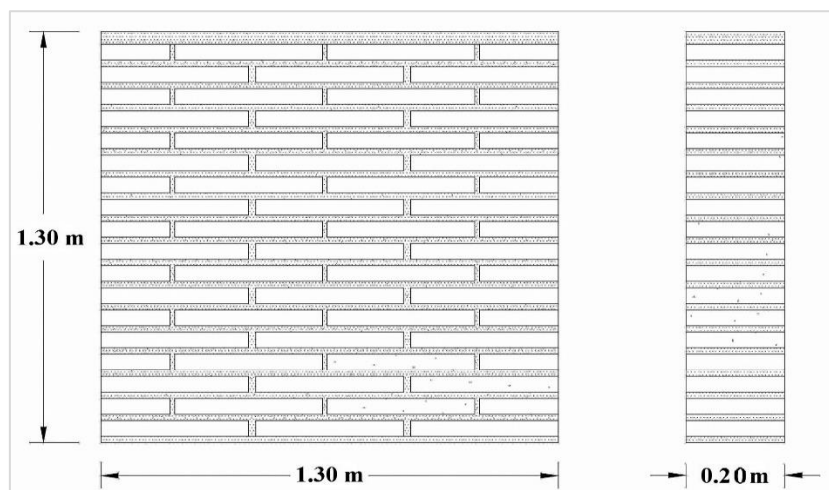


Figure 3.1 : Dimensions des murs

Pour renforcer les murs, la surface supérieure de l'échantillon de maçonnerie a d'abord été régularisée par l'application d'une couche de mortier de 3-4 mm d'épaisseur. Un textile de renforcement en fibres de verre a été ajouté au mortier frais. Ensuite, une deuxième couche de mortier a été appliquée jusqu'à une épaisseur de 8 mm. Une deuxième couche de renforcement a été ajoutée en répétant ce processus. Enfin, la surface a été lissée à l'aide d'une truelle.

II.2. Propriétés des matériaux

II.2.1. Matériaux de construction des murs

Les propriétés mécaniques des unités de maçonnerie, la brique et le mortier, ont été évaluées de la même manière que dans le chapitre précédent. La norme ASTM C109/C109M [78] a été utilisée pour mesurer la résistance du mortier à 28 jours. Des essais de flexion trois points ont été effectués sur des prismes de mortier de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$. Les deux parties des prismes cassées par flexion ont été testées en compression.

Sur brique, la même norme a été utilisée pour les essais de flexion. En utilisant des éprouvettes cylindriques de 3 cm de diamètre et de 5 cm de hauteur, les briques ont d'abord été testées en compression conformément à la norme NF EN 12390-13 [79], puis un essai cyclique a été réalisé pour déterminer le module de Young (E). Un résumé des résultats moyens des essais est présenté dans les **Tableau 2.1** et **Tableau 2.2** du Chapitre 2, respectivement pour la chaux et la brique.

II.2.2. Matériaux de renforcement

Les murs de maçonnerie ont été renforcés avec du mortier de chaux armé par deux couches textiles. En raison de sa porosité et de sa compatibilité avec le substrat, la chaux a été choisie plutôt que le ciment comme matrice pour les composites. L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet de la variation de la taille des mailles et de l'orientation des fils car ces paramètres peuvent fortement influencer les performances du renforcement. Le composite testé ici se compose d'une matrice de chaux renforcée par deux couches de tissu de verre bidirectionnel (Petites Mailles : PZ700, Grandes Mailles : AR Glass fibers) ou multidirectionnel (EQ Grid) [80] (voir **Figure 3.2**).

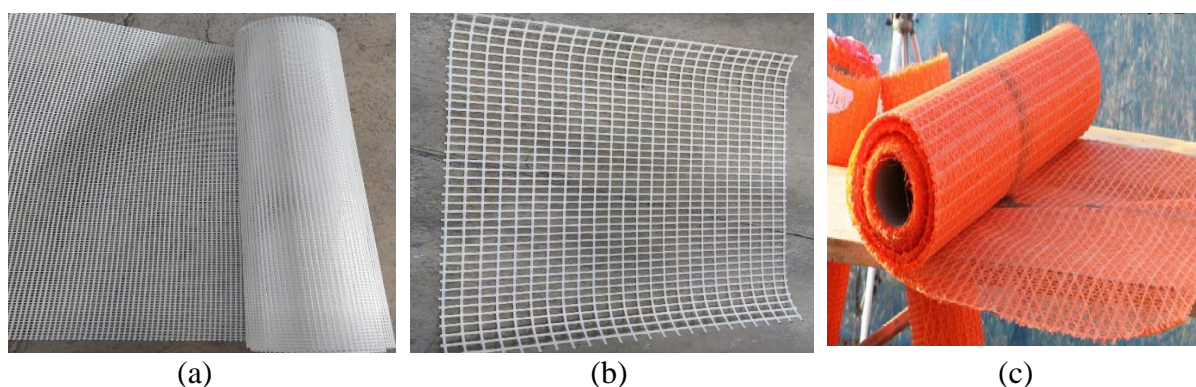


Figure 3.2 : Les textiles utilisés : (a) PZ700, (b) verre AR et, (c) EQ Grid

Les propriétés des fibres de verre utilisées dans les composites sont listées dans le **Tableau 3.1**. Le premier textile (PZ700) est en fibre de verre E, avec une taille de maille moyenne de 5 mm. Le second textile est une fibre de verre AR, avec un maillage moyen de 25 mm. Il a le même poids que le premier textile, une résistance à la traction légèrement inférieure et est enduit pour résister aux environnements alcalins (l'enduit n'a pas d'effet sur les performances mécaniques). Le dernier textile (EQ Grid) est également en fibre de verre AR, avec des fils orientés à 0, + 60, + 90 et - 60°, la taille des mailles est plus grande que celle du premier textile. Il est plus léger que les deux autres textiles et présente une résistance à la traction plus faible.

En plus de l'impact du textile, cette étude aborde l'influence de la chaux de renfort sur les propriétés des murs. Pour cela, une première chaux (Chaux1) a été utilisée pour le renforcement et la réparation des différents murs, cette chaux est très répandue sur le marché. Une deuxième chaux (Chaux2) a ensuite été utilisée pour ses performances d'adhérence au substrat (les propriétés sont détaillées dans le **Tableau 3.2**).

L'utilisation d'une chaux différente pour le renforcement de celle utilisée pour la construction se justifie par le fait qu'elle pénètre plus facilement dans les mailles du textile en raison de sa granulométrie plus fine et de sa fluidité, en plus de ses propriétés d'adhérence au mur qui peuvent améliorer les performances du composite.

Les propriétés mécaniques de la chaux ont été évaluées conformément aux normes ASTM C109/C109M [78] et NF EN 1052-3.

Tableau 3.1 : Propriétés des textiles utilisés pour le renforcement

		Masse par unité de section (g/m ²)	Epaisseur (mm)	Taille de maille (mm)	Nbr de fils (/10cm)	Résistance en traction (N/5 cm)	Elongation à la rupture (%)
PZ700	Chaîne	735	1.0	4.6	14	9450	3.4
	Trame			5.5	11.5	7200	3.3
Verre AR	Chaîne	733	2.13	28.3	3.0	6000	<5
	Trame			22.8	3.2	5200	<5
EQ Grid	Chaîne	375	0.8	7	-	2150	3.0
	Trame			20	-	1450	3.1
	Diagonale			15	-	485	3.6

Tableau 3.2 : Propriétés des chaux de renforcement

	Granulométrie (mm)	Rc28 (MPa)	Cohésion (MPa) (EN 1052-3)
Chaux1	0-1.6	4.85	0.354
Chaux2	0-1.2	14.00	0.893

La cohésion a été déterminée à l'aide d'un essai Push-Out (cisaillement direct) sans confinement.

II.3. Méthodes

La principale instrumentation utilisée dans ce chapitre est la corrélation d'images numériques (DIC) comme dans le Chapitre 2, avec les mêmes paramètres que la partie II.3.1 DIC.

II.3.1. Essais sur composites

Comme mentionné dans le chapitre précédent, le composite sera soumis à la traction lorsqu'il est utilisé pour renforcer des murs de maçonnerie. Son comportement en compression étant tributaire de la matrice, seul le comportement en traction du composite a donc été étudié.

Les dimensions des éprouvettes de composite testées présentent une longueur de 500 mm et une largeur de 90 mm. En fonction du textile et de la chaux utilisés, l'épaisseur varie entre 10 mm et 18 mm. L'essai est identique que celui réalisé pour le chapitre 2 (Section II.3.2). Les dimensions et la forme d'une éprouvette de composite ainsi que le dispositif d'essai sont illustrés sur la **Figure 2.4**.

La procédure d'essai est conforme à la recommandations Rilem [85]. En utilisant une éprouvette de largeur constante, l'objectif est d'observer la formation des fissures sans les guider jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Un système de corrélation d'images numériques a été utilisé pour capturer la déformation globale de la surface pendant le test. Dans cet essai, le taux de déplacement vertical a été contrôlé à 1 mm/min (pour éviter le glissement causé par une vitesse trop faible).

II.3.2. Essais sur murs

La campagne a été menée sur sept murs qui ont été testés sous chargement cyclique de cisaillement. En complément des essais en poussée progressive réalisés au chapitre 2, les essais cycliques sont d'une part plus proches des conditions de sollicitation sismique (bien que l'aspect dynamique n'intervienne pas), et d'autre part devraient permettre de souligner

l'importance d'un ancrage résiduel du renforcement lorsque les zones non endommagées de la maçonnerie sont nécessairement réduites sous l'effet des efforts alternés.

En accord avec les résultats dégagés de la première série d'essais, le renforcement des murs est un composite comprenant deux couches de textile de fibres de verre sur une seule face du mur. En effet, pour des raisons d'esthétique des bâtiments historiques, ou pour des raisons pratiques d'accès, il nous a semblé nécessaire de ne considérer qu'un seul côté pour la mise en place du renfort, l'efficacité de cette configuration ayant été prouvée dans le chapitre 2. En plus de l'incidence du type de verre, de la dimension et de l'orientation des mailles, l'influence de la chaux sera investiguée, notamment sa souplesse de mise en œuvre, pour l'imprégnation des mailles, et son adhérence au substrat, assurant l'ancrage du textile. Le composite de renforcement présente la même configuration que celle utilisée pour les essais de traction directe.

Comme précédemment le mur sain non renforcé et non enduit (MNR) servira de référence. Le **Tableau 3.3** résume les propriétés des cinq murs testés.

La campagne est étendue à l'étude de la réparation par TRM. Ainsi, deux murs initialement endommagés, jusqu'à l'apparition de la première fissure, ont été réparés avant d'être testés à nouveau.

Pour le mur réparé, l'endommagement est d'abord initié pendant l'essai de compression-cisaillement quasi-statique avec une charge verticale constante et une charge horizontale croissante. Les murs ont été réparés avec des matrices de chaux différentes et le même renforcement textile (EQ Grid). Le **Tableau 3.4** présente les propriétés des deux murs endommagés puis réparés, notés respectivement MRé-EQ-C1 et MRé-EQ-C2.

Tableau 3.3 : Propriétés des murs renforcés

Mur	Dimensions du mur			Epaisseur renfort (mm)	Configuration
	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)		
MNR	0.20	1.3	1.3	-	Mur non renforcé
MR-PM-C1	0.20	1.3	1.3	10	Mur renforcé avec Petites Mailles (PZ700) et Chaux1
MR-GM-C1	0.20	1.3	1.3	10	Mur renforcé avec Grandes Mailles (AR) et Chaux1
MR-EQ-C1	0.20	1.3	1.3	10	Mur renforcé EQ Grid et Chaux1

MR-EQ-C2	0.20	1.3	1.3	10	Mur renforcé EQ Grid et Chaux2
-----------------	------	-----	-----	----	--------------------------------

Tableau 3.4 : Propriétés des murs réparés

Mur	Dimensions du mur			Epaisseur renfort (mm)	Configuration
	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)		
MRé-EQ-C1	0.20	1.3	1.3	10	Mur réparé avec EQ et Chaux1
MRé-EQ-C2	0.20	1.3	1.3	10	Mur réparé avec EQ et Chaux2

Les essais en déplacement cyclique horizontal imposé sont réalisés à l'aide du cylindre horizontal, conformément à la norme ASTM E2126-05 [86] (**Figure 3.4**). Le signe des déplacements est par convention positif en poussée ou PUSH (sens NE) et négatif en traction ou PULL (sens SW). Le déplacement imposé cyclique est une succession de séries de deux cycles identiques, dont l'amplitude augmente d'une série à l'autre.

Pour les mesures DIC, un système de caméra stéréo a été utilisé, complété par un capteur à fil et un capteur LVDT, notés respectivement C1 et C2 sur la **Figure 3.3**. L'estimation des déformations par corrélation d'images numériques (DIC) concerne le côté renforcé du mur testé, pendant toute la durée de l'essai. Les extensomètres virtuels (jauges virtuelles) ont été positionnés en fonction du champ de déformation fourni par la DIC, afin d'observer le comportement mécanique dans les zones d'intérêt.

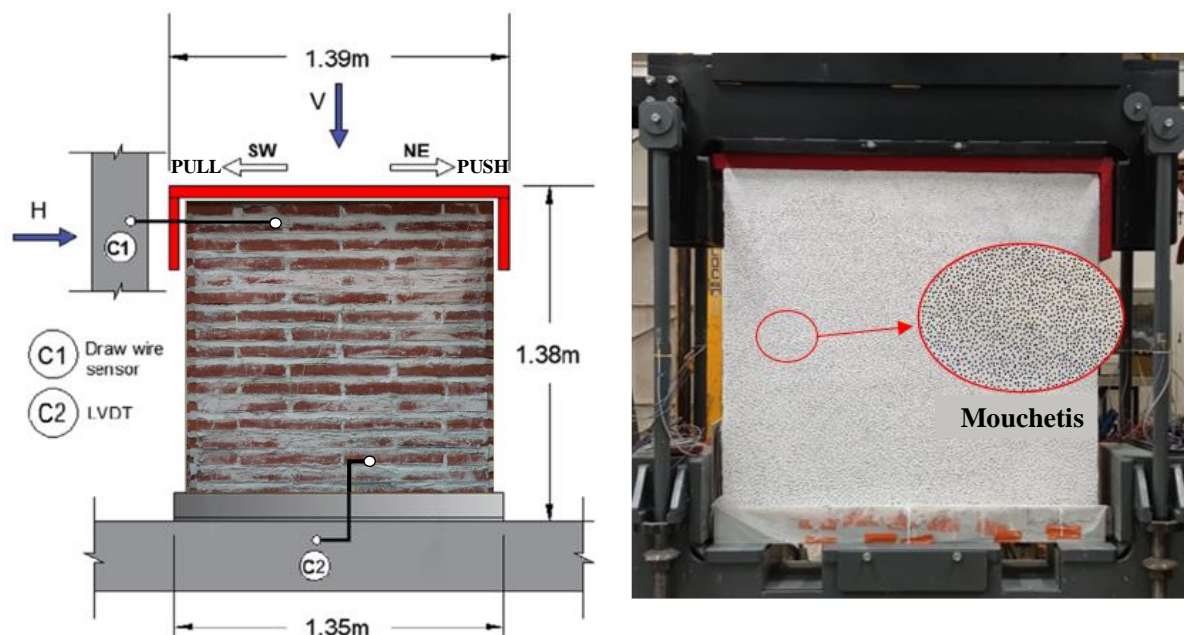


Figure 3.3 : Dispositif expérimental de l'essai cyclique de compression-cisaillement(a) : face arrière non renforcée du mur, (b) face avant renforcée du mur

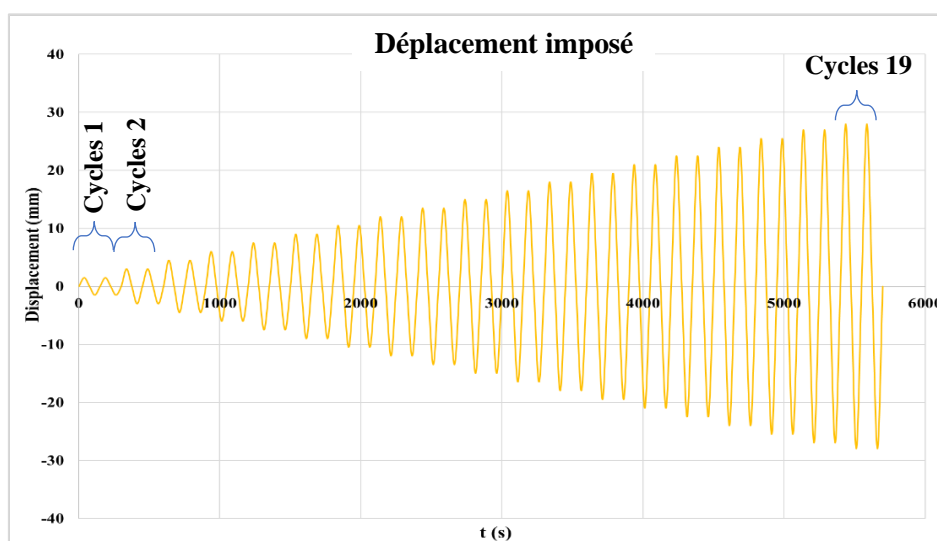


Figure 3.4 : Déplacement imposé

III.RESULTATS EXPERIMENTAUX

III.1. Essai de traction monotone sur composites

III.1.1.Effet du textile

La déformation des composites a été mesurée sur une longueur de base de 200 mm. Les courbes de contrainte en fonction de la déformation axiale sont tracées sur la **Figure 3.5** pour les différents composites TRM avec deux couches de verre (PZ700 Petites Mailles PM, fibres de

verre AR Grandes Mailles GM ou grille EQ). La **Figure 3.6** présente les modes de rupture des TRM avec ces différents textiles. La contrainte est considérée comme la contrainte moyenne dans le composite, elle est calculée comme la force divisée par la surface de section du composite. Les courbes sont identifiées par x-C-y, où x indique le textile (PM, GM ou EQ), C indique le composite et y indique le numéro de l'échantillon.

Comme déjà expliqué dans le chapitre 2 (Section III.1), les courbes montrent un schéma triphasé. Pendant la phase I, le comportement est élastique, laissant supposer une liaison parfaite entre le mortier et le textile. La phase II correspond au développement de la fissuration. Lorsqu'il y a moins de 1,5 à 2 fois la longueur de transfert entre les fissures, aucune nouvelle fissure n'apparaît [42]. Une fois que l'ensemble du schéma de fissuration a été réalisé, la phase de fissuration stabilisée (phase III) débute. La réponse à la traction a été principalement influencée par le comportement plastique du textile de renforcement à cette phase.

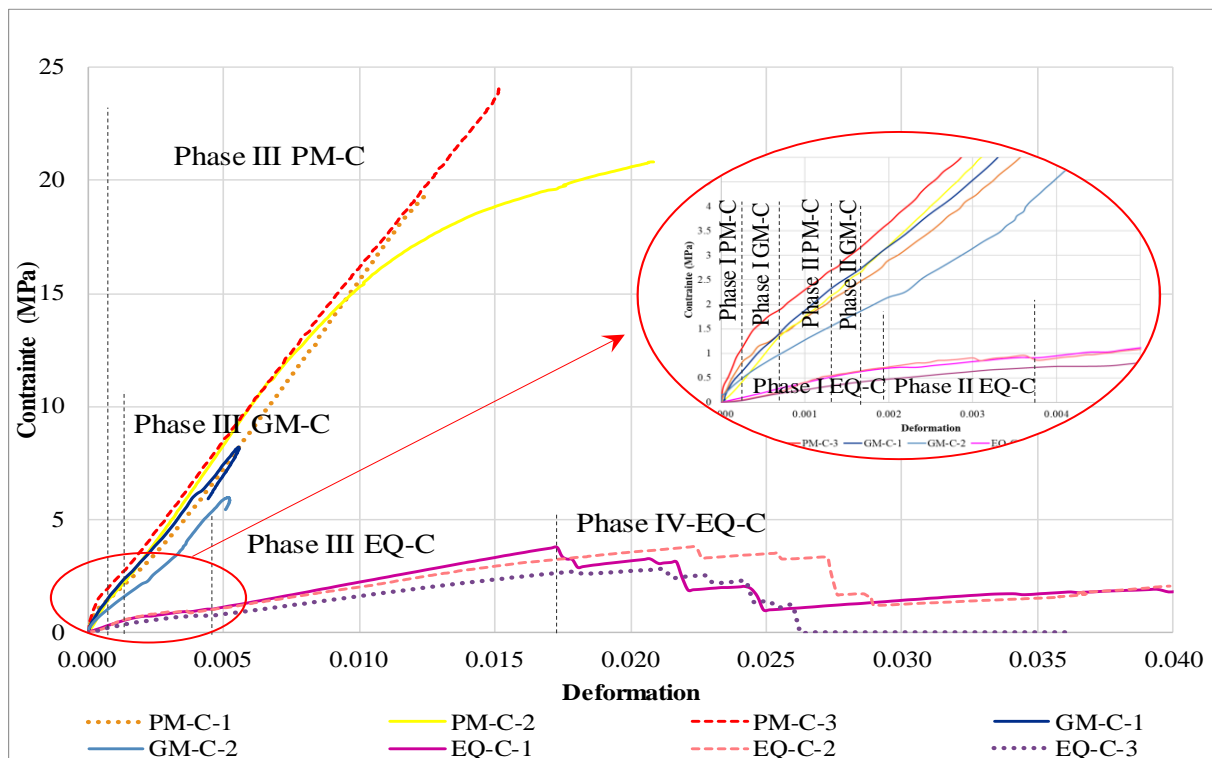


Figure 3.5 : Effet du textile sur le comportement en traction des composites

Au cours de la phase I, le textile et la matrice sont soumis au même allongement et contribuent simultanément. La matrice étant identique pour tous les composites, la rigidité d'un composite est régie par les caractéristiques de son textile. Les composites PM-C et GM-C présentent un module apparent élastique plus élevé par rapport aux composites EQ-C, en raison du module plus élevé des deux premiers textiles (PM et GM).

Pour la phase II, les composites PM-C et GM-C ont montré une phase de multi-fissuration moins prononcée, voire inexistante. Cependant, cette phase peut être observée sur les courbes des composites EQ-C. Le textile PZ700 (PM-C) présente un maillage étroit, ce qui a entraîné un taux de renfort élevé et une longueur de transfert courte. De ce fait, la phase de développement de la fissuration (phase II) a été réduite et s'est terminée à un faible niveau de charge, et le transfert de charge de la matrice au renfort s'est produit tôt. La rigidité élevée du textile AR (GM-C) a également permis de réduire la phase de développement des fissures. En ce qui concerne le composite EQ-C, la légèreté du textile EQ qui le constitue, et ses fils multidirectionnels ont permis d'obtenir une bien meilleure phase de multi-fissuration.

Pour la phase III, les composites PM-C présentent la résistance la plus élevée. La rupture s'est produite en raison d'un délaminage qui peut s'expliquer par l'étroitesse des mailles (voir **Figure 3.6a**). Les composites GM-C ont subi un glissement dû à la grande taille des mailles par rapport à la largeur du composite. Ce textile n'est pas exploité au maximum car il est sujet au glissement dans la matrice de chaux (voir **Figure 3.6b**). Les composites EQ-C n'atteignent pas le pic le plus élevé car le textile n'a pas une grande rigidité, mais il a montré une grande ductilité et des ruptures de traction locales des fibres de verre à proximité d'une fissure se sont produites (voir **Figure 3.6c**). Compte tenu de ces performances, le textile EQ est choisi pour la suite de cette étude sur les composites.

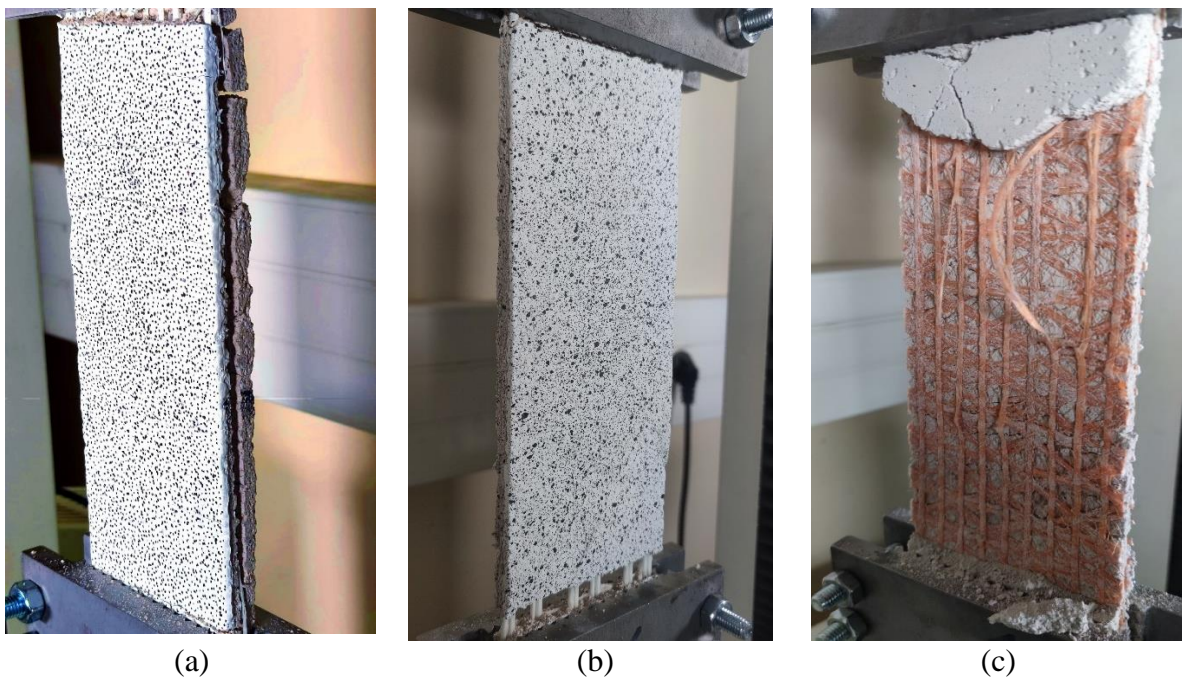


Figure 3.6 : Modes de rupture des TRM avec différents textiles : (a) PM-C, (b) GM-C, (c) EQ-C

III.1.2. Effet de la matrice

Les deux chaux décrites dans la section II.2.2 ont été utilisées pour la fabrication des composites, tout en conservant le même textile, à savoir le textile EQ. Comme observé précédemment, les composites EQ-C ont montré la capacité de déformation la plus élevée, combinée à la résistance la plus faible, ce qui est susceptible de mettre en évidence le rôle joué par la chaux. Les courbes contrainte-déformation de ces échantillons sont représentées à la **Figure 3.7** avec la dénomination suivante : ChauxX-C-y où X indique la chaux (Chaux1 ou Chaux2), C indique le composite et y le numéro de l'échantillon.

La **Figure 3.8** montre le mode de rupture des composites Chaux1-C et Chaux2-C.

Le **Tableau 3.5** présente les contraintes et déformations limites des Phases I à IV pour les deux composites (Chaux1-C et Chaux2-C).

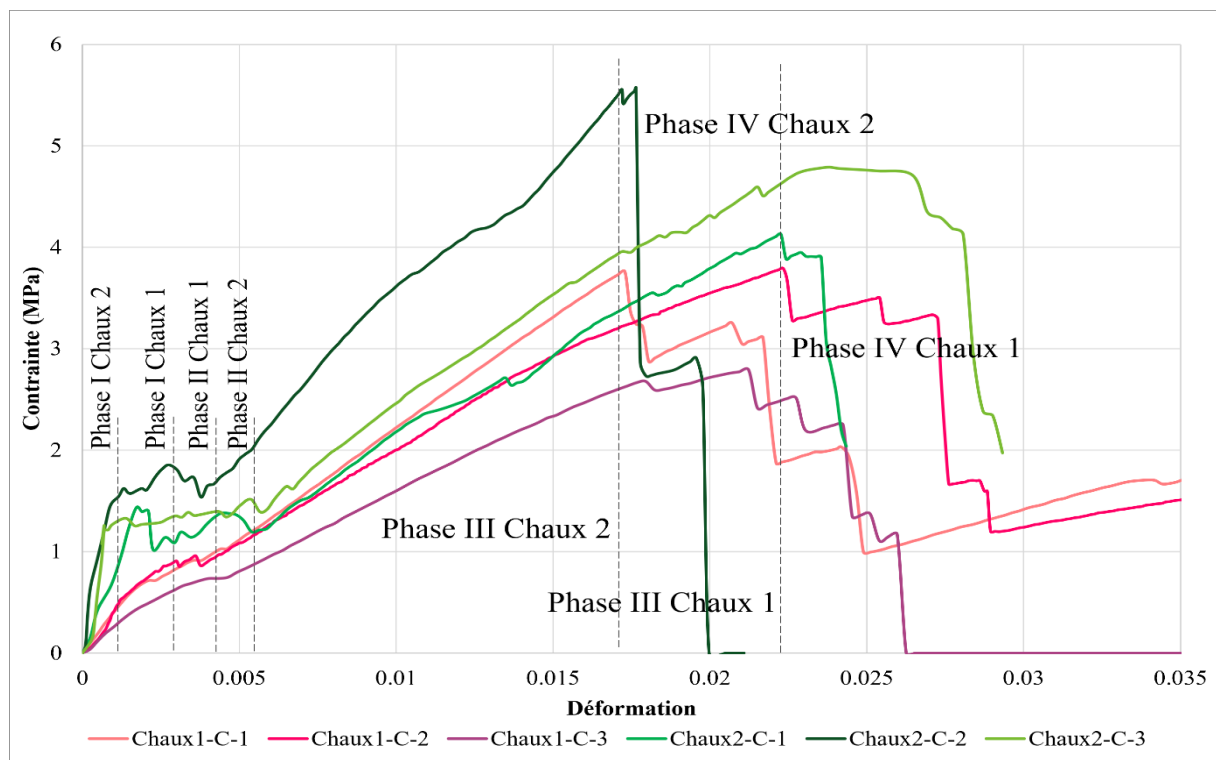


Figure 3.7: Effet de la matrice sur le comportement en traction des composites

Etant donné que le textile est identique, la contribution de la chaux lors de la phase I peut être clairement observée. En effet, le module d'élasticité apparent des composites Chaux2-C est environ 3 fois supérieur à celui des composites Chaux1-C, en raison des propriétés mécaniques plus élevées de la Chaux2 (module d'élasticité). Pour cette même raison, la fin de la phase I est

également décalée pour les composites (contrainte plus élevée, déformation plus faible pour Chaux2-C que pour Chaux1-C, voir **Tableau 3.5**).

Bien que la phase de multi-fissuration soit bien prononcée pour les deux composites, la plage de déformation sur laquelle la phase II se développe est plus étendue pour les composites Chaux2-C que pour les composites Chaux1-C. Ceci est probablement dû à une plus forte adhérence de la Chaux2 sur la surface des fils textiles, par rapport à la Chaux1. Combiné à un module d'élasticité plus élevé, cela conduit à une chute brutale de la force à chaque formation de fissure et à une plus grande énergie de fissuration.

Sans surprise, les composites Chaux2-C résistent à des forces maximales (phase III) plus importantes que les composites Chaux1-C, ce qui confirme la différence entre les propriétés mécaniques des deux chaux. Néanmoins, les déformations correspondantes sont presque les mêmes pour chaque série, c'est-à-dire la déformation atteinte lors de la rupture des fils du textile. En raison de la force d'adhérence élevée de la Chaux2, la rupture des composites Chaux2-C est associée à une zone de déformation plastique localisée, conduisant à la rupture simultanée de nombreux fils. Au contraire, la force d'adhérence plus faible et le faible module élastique de la Chaux1 permettent la formation aléatoire de zones de déformation plastique réparties sur l'ensemble de l'échantillon, ce qui conduit à une phase IV plus étendue (ductilité après le pic). Des ruptures de fils ont également été observées dans le mode de rupture des composites Chaux1-C (voir **Figure 3.8a**).

La différence de déformations maximales entre les deux séries est probablement due, au-delà du caractère aléatoire naturel des propriétés du matériau, à la préparation des échantillons, à leur mise en place et à leur disposition sur la presse. La rupture de l'échantillon Chaux2-C est due à la rupture du textile.

Une plus grande rigidité de la Chaux2 est observée, même dans la phase III où le comportement du textile était supposé dominer le comportement du composite (voir **Figure 3.8b**).

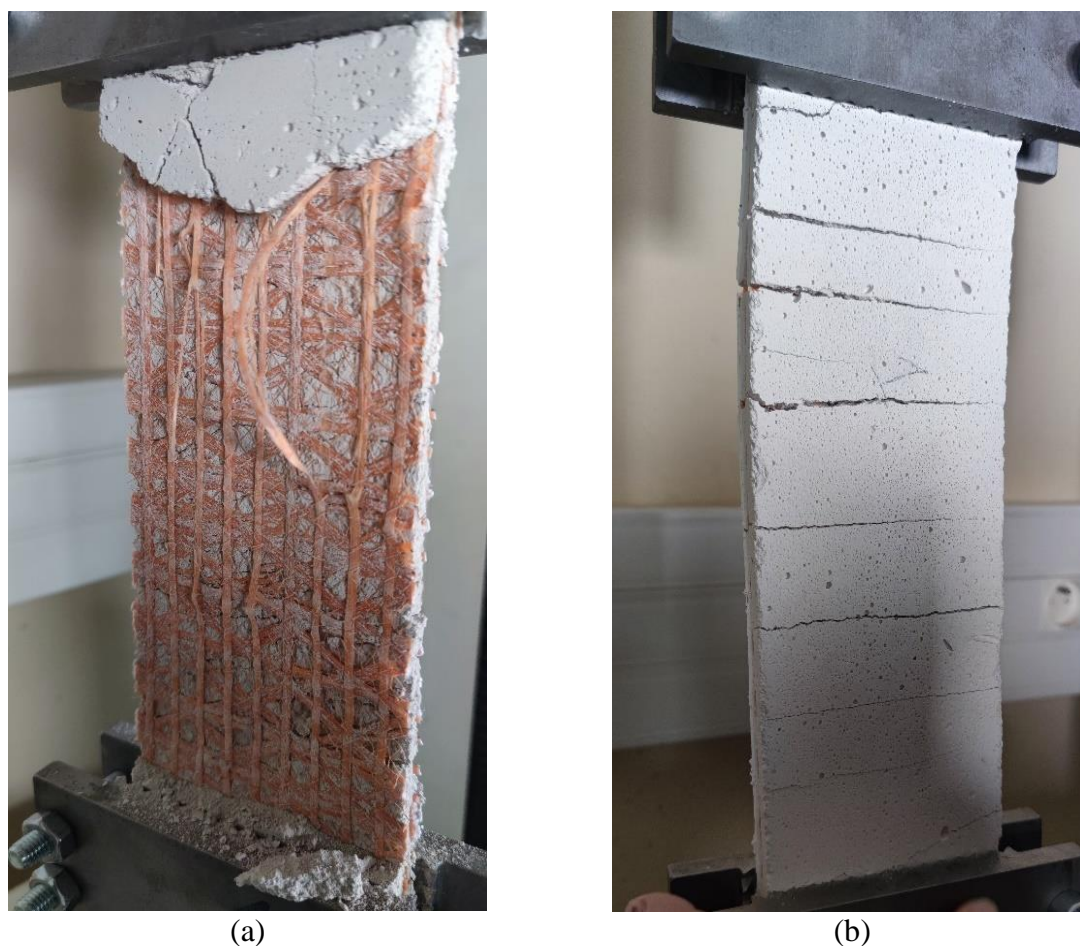


Figure 3.8 : Modes de rupture des composites : (a) Chaux1-C, (b) Chaux2-C

Tableau 3.5 : Contraintes et déformations limites des différentes phases de l'essai de traction sur composites (effet de la chaux)

	Chaux1-C	Chaux2-C
Phase I	$\sigma = [0; 0.88]$ MPa $\epsilon = [0; 0.0028]$	$\sigma = [0; 1.58]$ MPa $\epsilon = [0; 0.0014]$
Phase II	$\sigma = [0.88; 0.94]$ MPa $\epsilon = [0.0028; 0.0042]$	$\sigma = [1.58; 2.01]$ MPa $\epsilon = [0.0014; 0.0054]$
Phase III	$\sigma = [0.94; 3.79]$ MPa $\epsilon = [0.0042; 0.022]$	$\sigma = [2.01; 5.56]$ MPa $\epsilon = [0.0054; 0.017]$
Phase IV	$\sigma = [> 3.79]$ MPa $\epsilon = [> 0.022]$	$\sigma = [> 5.56]$ MPa $\epsilon = [> 0.017]$

III.1.3. Commentaires

Selon Ohno et Hannant [87], et IG Colombo et al. [88], la pente de la phase I du renfort à matrice cimentaire (TRM) reflète la rigidité de la matrice cimentaire. Selon eux, la contribution à la rigidité apportée par le textile est négligeable.

Dans cette étude, la matrice utilisée est un mortier de chaux au lieu du ciment, et la différence constatée est que le tissu de verre a un effet sur la pente de la première partie du comportement du composite. Le mortier de chaux est moins rigide que celui en ciment en tant que matrice, ce qui peut refléter l'effet du textile de renforcement dans cette première phase.

De plus, dans la littérature [87], [88], les auteurs décrivent la phase III comme étant déterminée par le comportement du renfort textile.

Cependant, les essais réalisés ci-dessus ont montré que la matrice peut avoir un effet sur la charge maximale (phase III). En effet, en comparant la Chaux1 et la Chaux2 tout en gardant le même renfort textile, il a été constaté que la charge maximale des échantillons de Chaux2 est plus élevée que celle des échantillons de Chaux1.

III.2. Essais cycliques de compression-cisaillement sur murs

Pour les murs renforcés, les effets du renfort textile et de la matrice ont été étudiés. Pour les murs réparés, un même renfort textile a été choisi et l'effet de la chaux a été étudié. Afin de distinguer et de caractériser les effets en présence, l'analyse qui suit se concentre sur quatre types de résultats : les courbes d'hystérésis, l'énergie dissipée, la rigidité élastique et le déplacement résiduel.

III.2.1. Effet du textile sur le renforcement

III.2.1.1. Courbes enveloppes

Comme mentionné dans la section II, un mur de référence (MNR) et trois murs renforcés ont été testés avec trois textiles de verre différents afin d'analyser l'effet de la taille des mailles et de l'orientation des fils (Textile Petite Maille, Grande Maille et EQ Grid) avec la Chaux1 comme matrice. La **Figure 3.9** présente les courbes d'hystérésis (force/déplacement) des murs testés, obtenues avec un chargement cyclique (voir **Figure 3.4**).

Les courbes d'hystérésis ne sont pas exactement symétriques par rapport à la force. A chaque cycle, même pour un faible déplacement imposé, il y a également une variation de la pente pendant le chargement (voir **Figure 3.10**). Malgré le soin apporté à la réalisation des murs, il

n'a pas été possible d'obtenir une géométrie parfaite des murs. Le contact des murs avec le bâti de la presse (plus exactement le chevêtre de chargement) étant imparfait, un léger glissement par frottement se produit à chaque cycle entre le mur et la presse. Ceci explique la forme des courbes obtenues (voir section II.3.3.1).

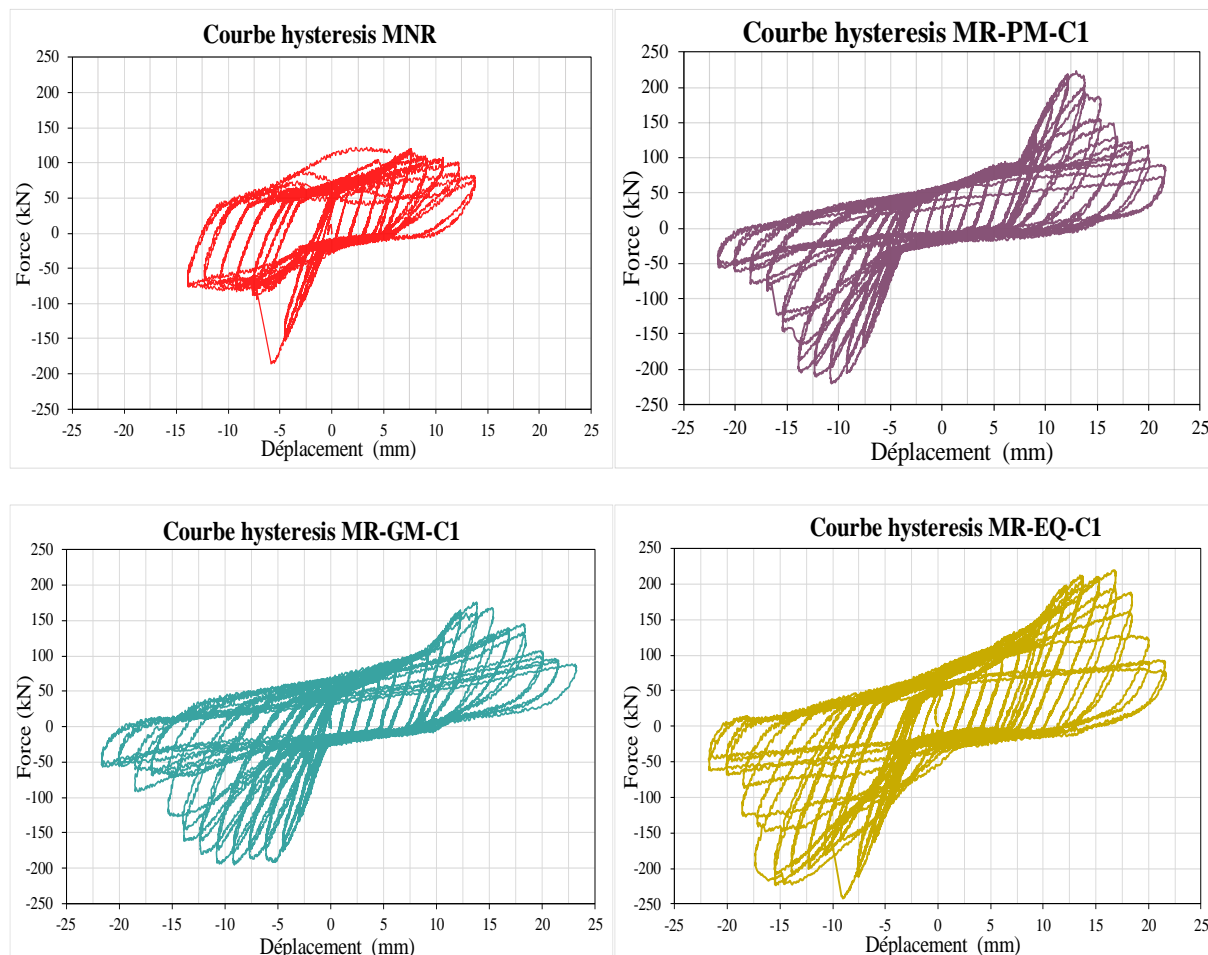


Figure 3.9 : Courbes hystérésis : Effet du textile

Pour une représentation claire du comportement des murs, les courbes enveloppes sont obtenues en reliant les charges maximales des courbes hystérésis. Elles sont tracées à partir du point où il y a un changement de pente (synonyme d'un contact établi entre le mur testé et le chevêtre de chargement). La **Figure 3.10** représente les paramètres étudiés pour l'analyse cyclique.

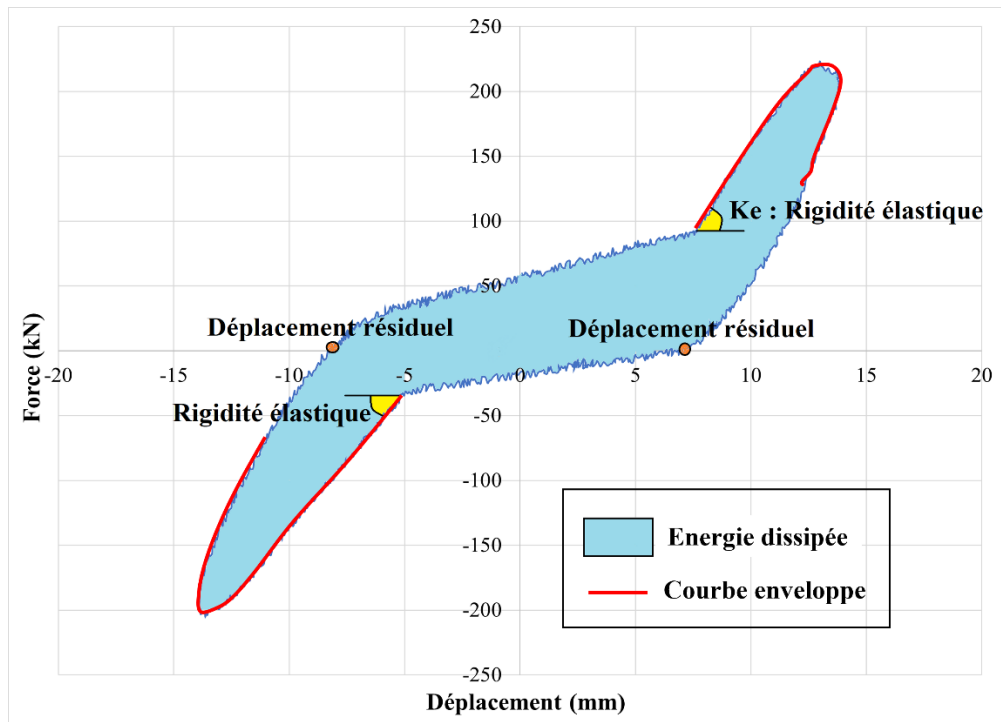


Figure 3.10 : Paramètres étudiés dans une hystérésis

La **Figure 3.11** illustre les courbes enveloppes (force horizontale en fonction du déplacement) des murs testés.

Tous les murs ont rompu dans le sens PULL. Après la formation d'une première macro-fissure, ils ont perdu leur rigidité expliquant pourquoi les forces maximales atteintes dans la direction PUSH sont inférieures à celles atteintes dans la direction PULL, ce qui conduit à l'asymétrie des courbes enveloppes.

Dans la suite, calculs et analyse se concentreront sur la partie des courbes enveloppes dans la direction PULL.

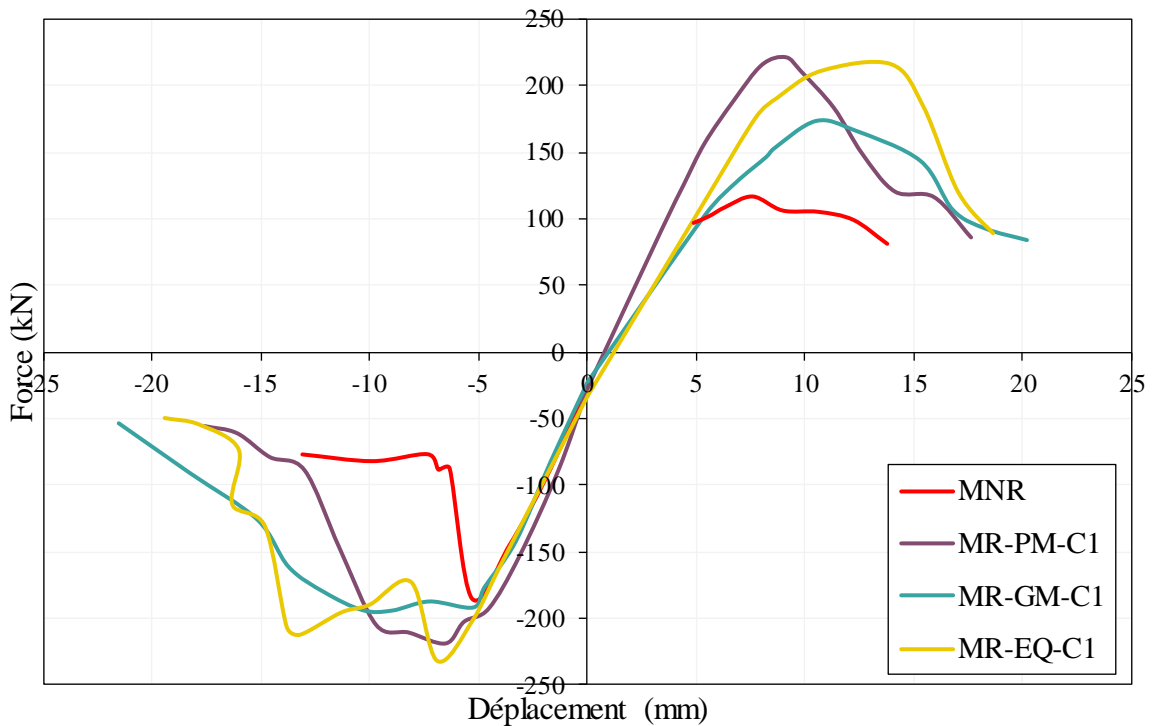


Figure 3.11 : Courbes enveloppes : Effet du textile

Tous les murs présentent un comportement élastique linéaire initial suivi d'un comportement non linéaire au fur et à mesure que l'amplitude des cycles de déplacement imposé augmente. Malgré la proximité des rigidités, la différence du F_{max} est significative. Dans cette première phase, l'intégrité structurale du mur est maintenue (déplacement résiduel négligeable après déchargement, voir **Figure 3.12**, (la phase linéaire commence à -4mm et retourne à -4mm)).

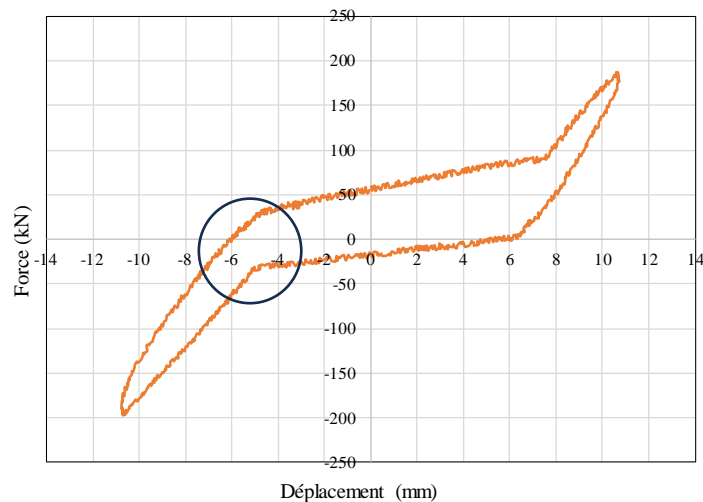


Figure 3.12 : Hystérésis d'un mur renforcé montrant que pendant la phase élastique, le déplacement résiduel est négligeable

Comme les renforts sont minces, il n'y a pas de raideur supplémentaire. Selon le type de mur et de renforcement, une deuxième phase non linéaire commence après la rupture partielle. Les causes de la non-linéarité peuvent inclure des dommages de cisaillement aux composants individuels de la maçonnerie, aux matériaux de renforcement ou à l'interface renfort/mur (ou joint de mortier).

Le comportement est différent dans la seconde phase d'un mur à l'autre, avec une amplitude et une ductilité différente en fonction du mur considéré. La charge maximale (F_{max}) atteinte par les murs renforcés est significativement plus élevée que celle atteinte par le mur de référence non renforcé (MNR), avec une augmentation moyenne de 16 % (voir **Tableau 3.6**) quel que soit le type de renforcement. La résistance au cisaillement augmente de 4,9 % (MR-GM-C1) à 25.4 % (MR-EQ-C1).

La capacité du renfort à ponter les microfissures et les fissures de faible ouverture pendant la première phase, grâce à la faible longueur de transfert entre la matrice et le textile (voir Chapitre 2 section III.1), permet un transfert efficace d'effort du substrat vers les TRM et l'augmentation de la résistance au cisaillement. En revanche, le renforcement n'affecte que très peu la rigidité initiale des murs. La raison est d'origine géométrique, dans le fait que l'épaisseur des systèmes de renforcement (1 cm) est beaucoup plus fine que celle des unités de briques.

Les dommages macroscopiques étendus aux murs renforcés sont significativement retardés en termes de déplacement latéral. Le déplacement au pic est donc plus important pour les murs renforcés que pour le mur de référence.

Le mur MNR a atteint un F_{max} de 185 kN. La rupture a pris la forme de deux fissures diagonales dues à une tension diagonale dans le sens de la poussée et de la traction (déplacement de 6 mm), combinée à un glissement des joints (voir **Figure 3.13a**). Après l'apparition de cette fissure, la résistance du mur s'est maintenue pendant quelques cycles supplémentaires en raison de l'effet du confinement lié à l'effort vertical, qui a pu accentuer le frottement au niveau des fissures horizontales.

Le mur MR-PM-C1 a atteint un F_{max} de 219 kN. Après atteinte de la charge maximale (correspondant à une amplitude de déplacement de 10,5 mm) et une légère diminution de la force, le mur a pu résister pendant quelques cycles, puis un délaminage et un décollement de l'armature se sont produits probablement en raison de la faible dimension des mailles (voir **Figure 3.13c**). Le décollement est survenu après l'apparition des fissures sous l'effet du déplacement différentiel des parties du mur fissuré causant le cisaillement de la liaison avec le substrat. En l'absence de fissures horizontales, aucun frottement n'a pu contribuer

significativement à la ductilité post-pic, et la rupture du mur a été soudaine. Des fissures secondaires sont apparues, complémentaires aux deux fissures principales formées au pic de force et d'orientation approximativement diagonale, ce qui prouve le transfert des efforts du mur à l'armature et leur redistribution dans les parties du mur encore intactes.

Le mur MR-GM-C1 a atteint une force maximale de 194 kN. Après atteinte de la charge maximale, la force s'est stabilisé sur quatre séries de déplacement imposé (de 6 mm à 10,5 mm d'amplitude de déplacement imposé) (voir **Figure 3.11**) avant qu'une chute progressive de la force ne se produise. Deux fissures principales ont été observées dans les deux directions diagonales, ainsi qu'une fissuration multiple plus prononcée que pour le mur précédent. La rupture est due à un délaminage qui s'est produit dans la partie centrale de la surface du mur (voir **Figure 3.13e**). Dans cette configuration de renforcement, la taille de la maille textile est plus grande que celle du renforcement textile précédent.

Enfin, le mur MR-EQ-C1 est celui qui a atteint la charge maximale (F_{max}) la plus élevée (232 kN). Après atteinte de la charge maximale et une décharge partielle soudaine, la force appliquée a de nouveau augmenté au fil des cycles avant de diminuer brusquement. L'augmentation de la force après le pic a montré la contribution du renforcement. Une fissure diagonale principale s'est formée avec une légère fissuration multiple autour d'elle. Le renfort s'est délaminé le long d'une fissure horizontale apparue postérieurement (voir **Figure 3.13g**).

Le mur non armé a montré un faciès de fissuration combinant deux fissures inclinées majeures et une fissure horizontale les joignant, le long de laquelle le frottement a pu s'exercer pour produire une certaine ductilité restée modeste. Les murs renforcés se sont au contraire rompus par fissuration majeure approximativement diagonale, accompagnée de fissures secondaire multiples, diffuses et non horizontales, visibles à travers les joints et les briques (voir **Figure 3.13**), ou pour un cas, d'une fissure horizontale franche formée dans un second temps. Par contraste avec les essais en poussée progressive, la perte de résistance des murs renforcés sous chargement cyclique s'est produite graduellement, sans regain (sauf pour un cas) et sans ductilité observable liée au frottement, mais sur une plage d'amplitude de déplacement imposé relativement importante. Il s'est donc produit, après formation des fissures majeures au pic de charge, une redistribution des efforts vers les zones non endommagées, où l'adhérence du renfort a pu maintenir l'ancrage du textile. En régnant sur toute la surface du mur, comme déjà remarqué précédemment, le renfort apporte une forme d'homogénéisation voire de monolithisme au comportement du mur, permettant de mieux exploiter chaque zone résistante résiduelle au fur et à mesure de l'avancement des cycles et des fissurations successives. En

conséquence, l'endommagement global intéresse à la fois le composite et la maçonnerie, dans laquelle il est davantage réparti au sein du volume, ce qui conduit à une capacité en déplacement étendue, caractéristique particulièrement intéressante en zone sismique.

On observe que les paramètres favorables à ce comportement sont une dimension de maille suffisante, pour éviter un délaminage précoce du renfort, et des directions de fil multiples, pour favoriser la fissuration diffuse et tirer profit au mieux des zones encore intactes pour l'ancrage du textile, quelle que soit leur position dans le mur. Ainsi le tissu de verre multidirectionnel (EQ Grid), bien que moins performant lors des essais sur composite, se révèle particulièrement efficace pour le renforcement.

Tableau 3.6 : Force maximale et amélioration moyenne pour les murs testés

Mur	Fmax (kN)	Déplacement au pic (mm)
MNR	185	5.31
MR-PM-C1	219 (+ 18.3 %)	6.54 (+ 23.16 %)
MR-GM-C1	194 (+ 4.87 %)	5.26 (- 0.94 %)
MR-EQ-C1	232 (+ 25.41 %)	6.9 (+ 29.94 %)
Amélioration moyenne	16.22 %	17.39 %

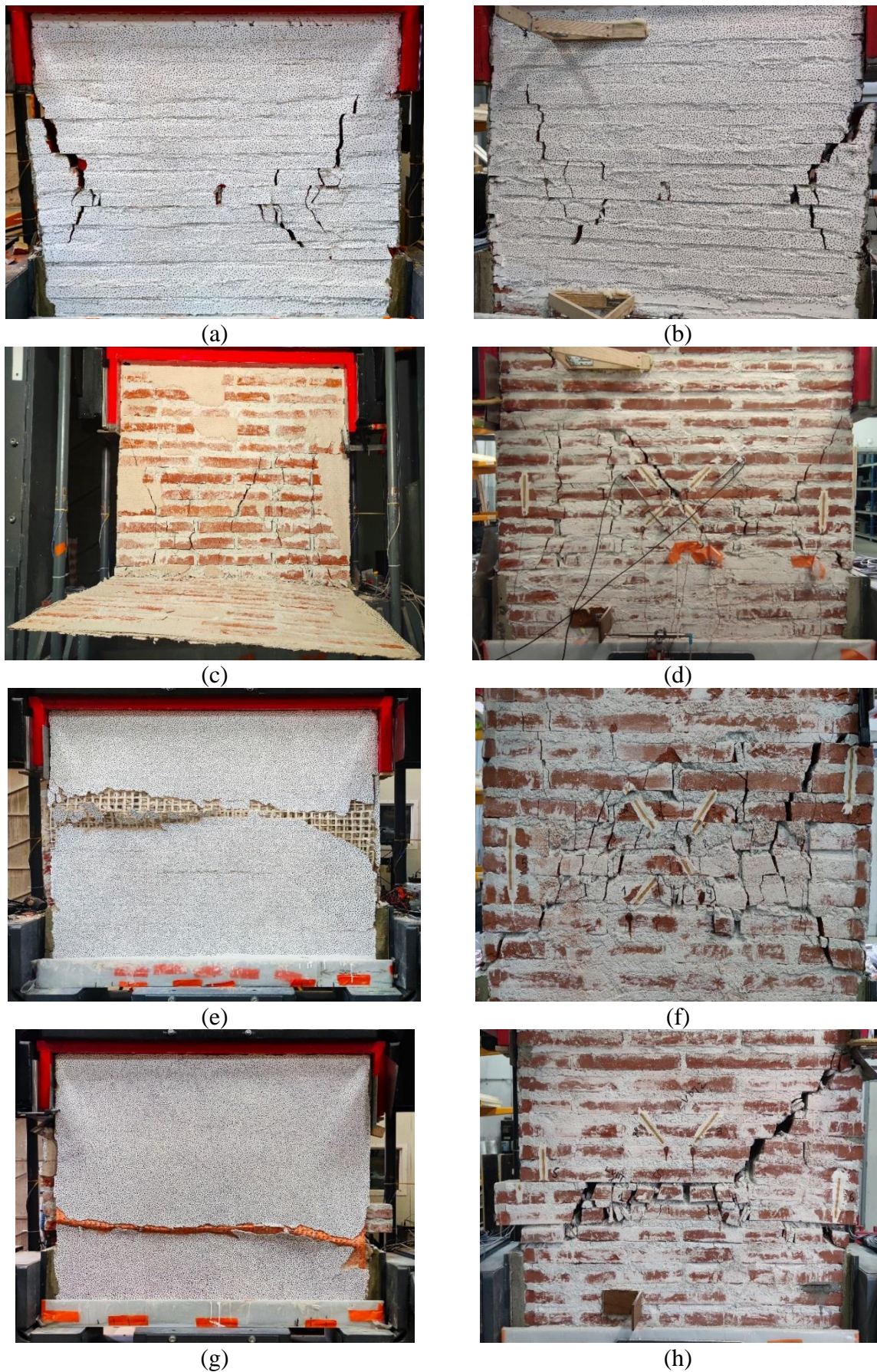


Figure 3.13 : Modes de rupture des murs testés : (a) MNR, (c) MR-PM-C1, (e) MR-GM-C1, (g) MR-EQ-C1 (face renforcée à gauche et face non renforcée à droite)

III.2.1.2. Dissipation d'énergie

L'énergie dissipée au cours d'un cycle est définie comme la surface intérieure d'une boucle d'hystérésis de la courbe force-déplacement (voir **Figure 3.10**), et a été calculée dans cette étude en utilisant la règle d'intégration trapézoïdale.

La **Figure 3.14** illustre l'énergie dissipée cumulée (cumul des énergies dissipées par cycle) pour le mur non renforcé MNR et les trois murs renforcés (MR-PM-C1, MR-GM-C1, MR-EQ-C1), au fur et à mesure de l'évolution du déplacement cyclique imposé. Le cycle correspondant au F_{max} de chaque mur est présenté sur la **Figure 3.14** noté C_x , avec C le cycle et x le déplacement correspondant à ce cycle.

Les principaux mécanismes de dissipation de l'énergie sont la fissuration et le frottement le long des fissures horizontales.

Pour les petits déplacements cycliques imposés (jusqu'à 9-10 mm), l'énergie cumulée dissipée est plus importante pour le mur MNR que pour les murs renforcés (MR-xx-C1) ce qui peut être expliqué par la fissuration précoce qui se produit dans les joints de mortier et dans la brique.

La contribution du renfort se traduit par une absence de fissuration pour des petits déplacements, par conséquent la dissipation d'énergie des murs renforcés est plus faible, mais l'énergie cumulée totale est plus importante (la valeur finale de l'énergie dissipée cumulée). Le renforcement permettant de limiter l'endommagement de la maçonnerie pour de faibles déplacements, génère ainsi moins de dissipation d'énergie dans les premiers cycles (voir zoom **Figure 3.14**).

Une fois que le transfert de charge du substrat au système de TRM est réalisé, la capacité de dissipation est assurée par la dégradation progressive du renfort, et par la fissuration diffuse et contrôlée de la maçonnerie.

La **Figure 3.14** indique qu'il existe un déplacement (environ 12 mm) pour lequel l'énergie cumulée dissipée du mur MNR n'est plus supérieure à l'énergie cumulée dissipée des murs renforcés.

Il n'a pas été possible de poursuivre le chargement cyclique pour le mur MNR au-delà de ce point, et l'essai a été interrompu (par sécurité l'essai est interrompu lorsque les dommages sur les murs sont assez importants).

Le mur pour lequel la dissipation d'énergie cumulée est la plus élevée est le MR-EQ-C1. Cette dissipation d'énergie peut s'expliquer par le fait que le textile EQ Grid adhère bien à la chaux

grâce à ses fils multidirectionnels, ce qui offre une grande surface de contact. Cette disposition du textile entrave la localisation des contraintes de traction et favorise au contraire la formation de fissures dans de multiples directions. Ces fissures dissipent efficacement l'énergie.

A l'inverse, le mur MR-PM-C1 présente l'énergie dissipée cumulée la plus faible, légèrement inférieure au mur MR-GM-C1 ce qui peut signifier que l'augmentation de la taille du maillage a eu une faible influence sur l'énergie dissipée. De même, l'écart remarquable entre l'énergie dissipée de MR-PM-C1 et de MR-EQ-C1 peut s'expliquer par le délaminage prématuré de l'armature de MR-PM-C1 et par le fait qu'elle a cessé de dissiper de l'énergie dès qu'elle s'est désolidarisée du mur.

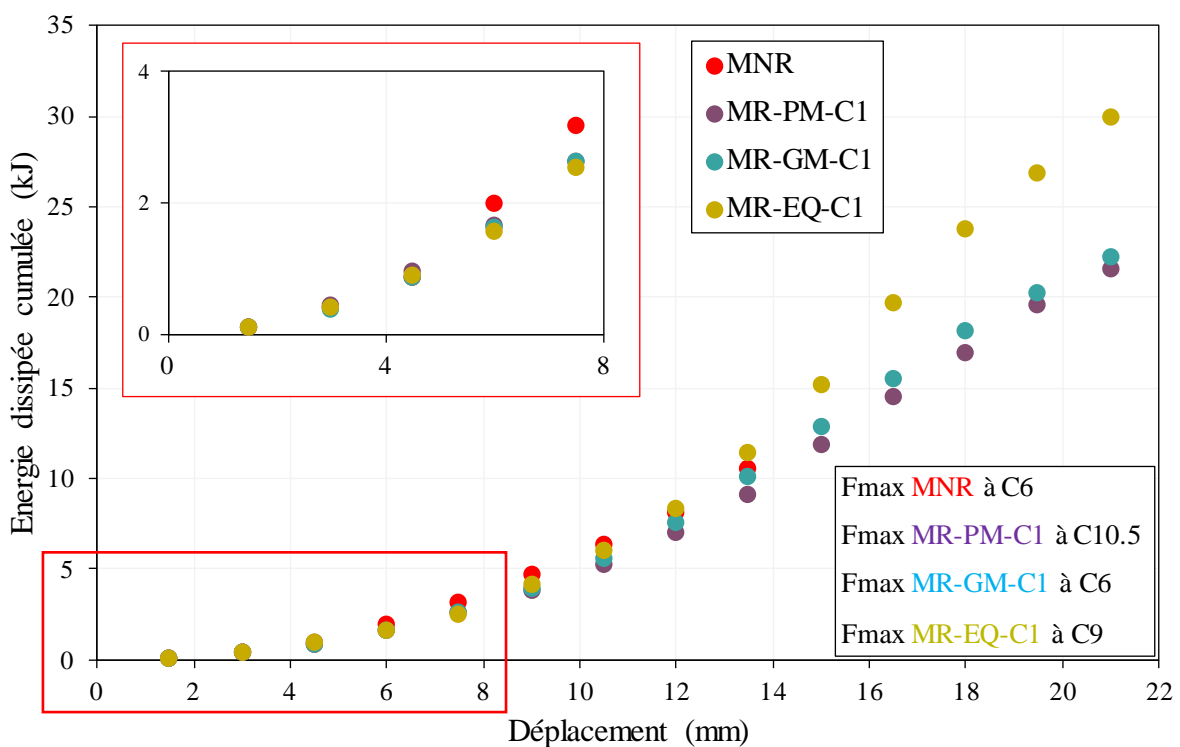


Figure 3.14 : Energie dissipée : Effet du textile

III.2.1.3. Rigidité élastique résiduelle

La rigidité élastique résiduelle d'un mur en maçonnerie est définie comme la pente K_e de la partie élastique de la boucle hystérétique pour un cycle (voir **Figure 3.10**), et pour la direction correspondant à l'apparition de la première fissure majeure du mur. L'évolution de la rigidité élastique résiduelle au cours du chargement souligne la contribution combinée de la chaux et du textile dans le contrôle de la dégradation du mur.

Par souci de clarté, deux valeurs de rigidité élastique, correspondant aux deux déplacements imposés de même amplitude dans un même cycle sont indiquées dans la **Figure 3.15**. Une courbe de tendance exponentielle souligne la diminution de la rigidité pour chaque mur.

Tout d'abord, tous les murs renforcés se dégradent plus lentement que le mur MNR, illustré par le coefficient dans l'exponentielle. En effet, ce coefficient est compris entre -0.185 et -0.201 pour les murs renforcés contre -0.237 pour le mur MNR.

Ensuite, pour deux cycles successifs, le mur MR-PM-C1 présente la plus grande dégradation de rigidité, à laquelle succède celle du mur MR-EQ-C1. Le mur MR-GM-C1 présente une dégradation de la rigidité moins importante en raison de la ductilité déjà observée dans les courbes d'enveloppe.

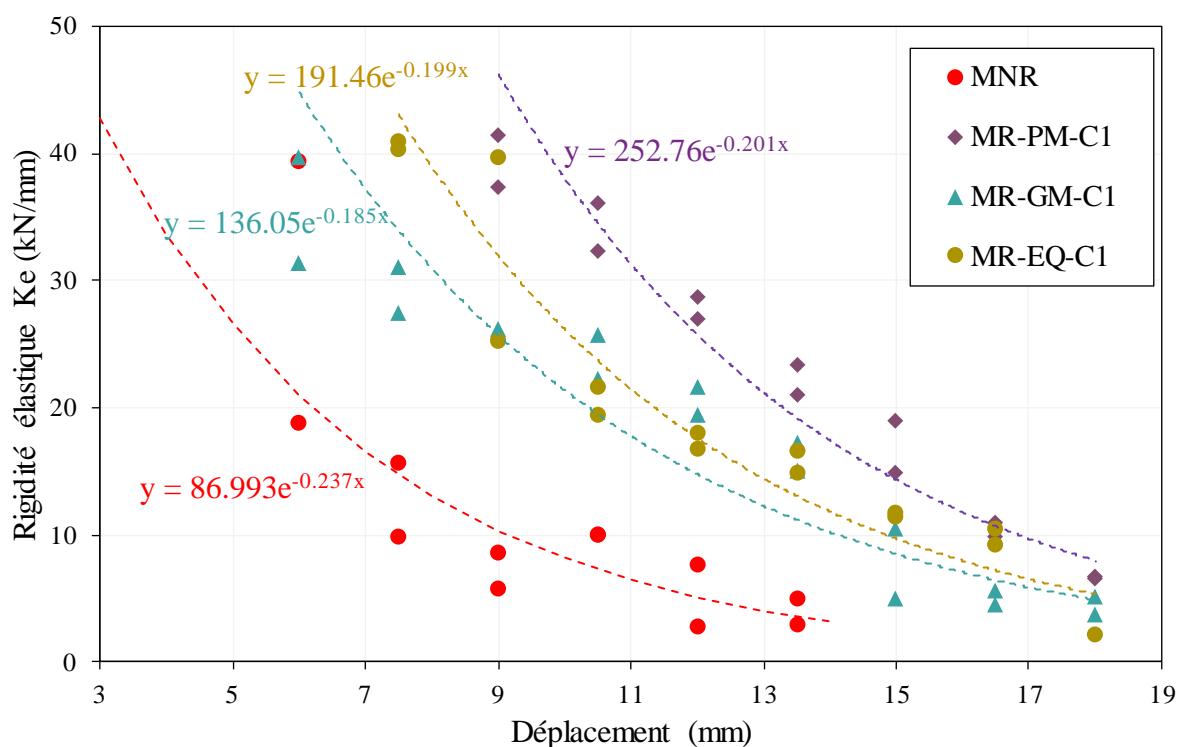


Figure 3.15 : Rigidité élastique (K_e) : Effet du textile

III.2.1.4. Déplacement résiduel

Le déplacement résiduel décrit la déformation du mur pendant l'essai. C'est le déplacement pour lequel la force appliquée au mur revient à zéro (voir **Figure 3.10**). La **Figure 3.16** illustre le déplacement résiduel à chaque cycle pour les différents murs.

Globalement, pour un cycle donné, les trois murs renforcés se déforment moins que le mur témoin.

Il est clair que le renforcement, quel soit le textile utilisé, limite le déplacement résiduel du mur au cours des cycles. Il n'y a pas de grande différence entre les différents murs renforcés, si ce n'est le mur MR-EQ-C1, qui semble avoir le déplacement résiduel le plus élevé et se déformer davantage. Cette tendance peut s'expliquer par la faculté du mur MR-EQ-C1 à générer une multi fissuration plus importante dans le composite que celle dans les autres murs.

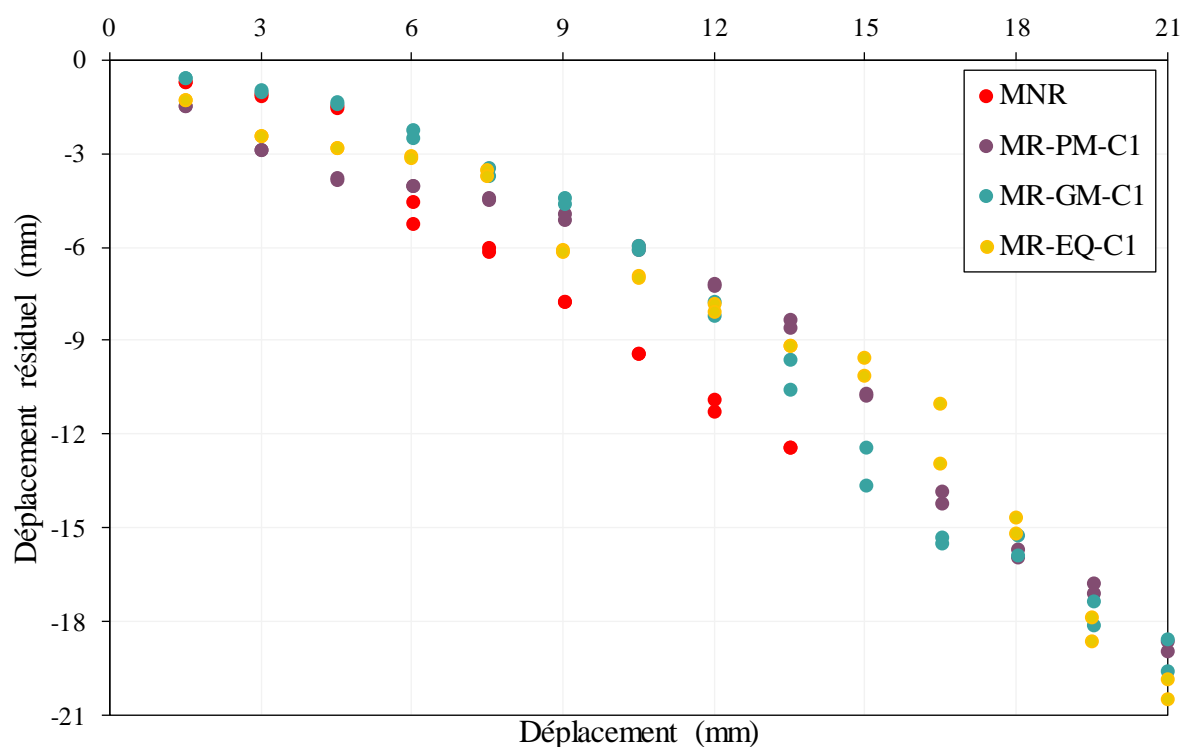


Figure 3.16 : Déplacement résiduel : Effet du textile

III.2.1.5. Comportement local

Après avoir étudié le comportement global des différents murs (courbes d'enveloppe, énergie dissipée et déplacement résiduel), il est important de se concentrer sur le comportement local. En raison du système de chargement de nos essais, la zone centrale des murs est considérée, où les directions principales de contrainte (ou de déformation), en supposant un matériau homogène équivalent, coïncideraient assez bien avec les directions diagonales, où les fissures principales devraient apparaître dans le cas d'un mode de défaillance par cisaillement dominant. La formation de fissures horizontales dans les joints de mortier, si elles se produisent, contredit évidemment cette hypothèse. La déformation diagonale est obtenue à l'aide d'un extensomètre virtuel placé dans la direction diagonale de la surface du mur (500 mm de long) avec le logiciel DIC (VIC).

La **Figure 3.17** montre les extensomètres virtuels sur la surface renforcée d'un mur. Un premier est placé sur la diagonale 1 ; celle qui est comprimée dans la direction PUSH. Le second extensomètre est placé sur la diagonale tendue dans la direction PUSH (diagonale 2).

La **Figure 3.18** illustre la déformation de la diagonale 1 des murs testés, car c'est la diagonale qui sera tendue dans la direction d'apparition de la première fissure. Les évolutions de la déformation au cours du temps pour tous les murs renforcés sont rassemblées dans la **Figure 3.19**.

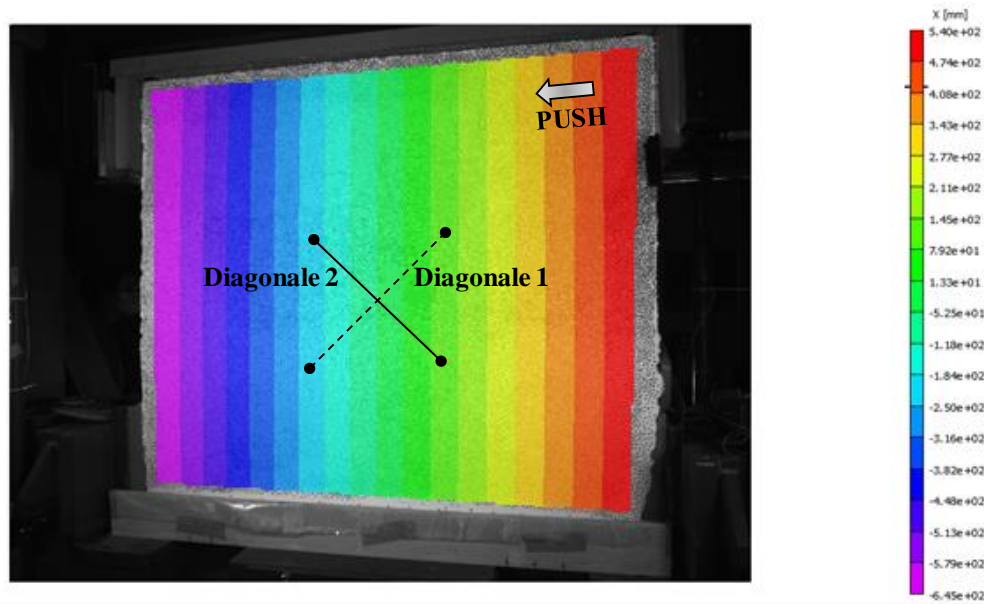
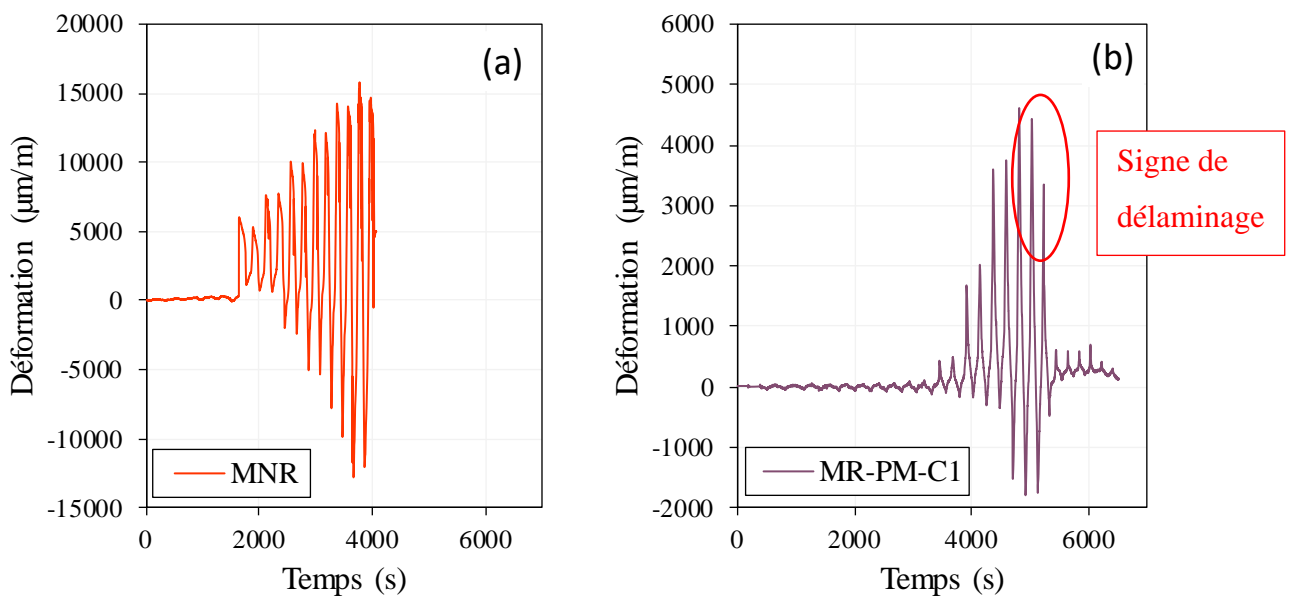


Figure 3.17 : Position de l'extensomètre virtuel



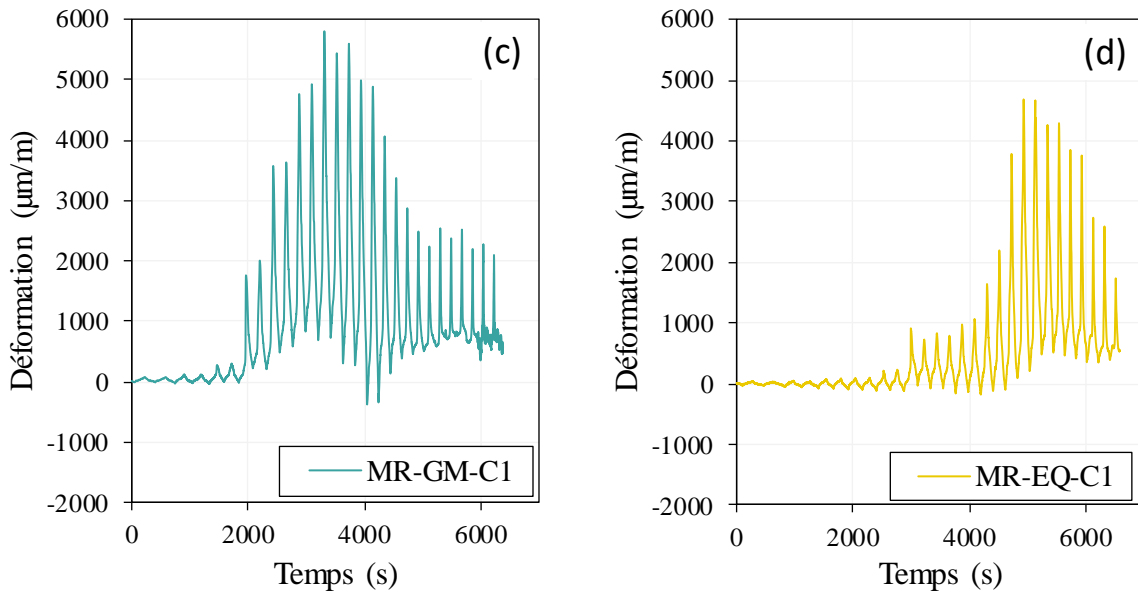


Figure 3.18 : Déformation de la diagonale 1 de : (a) MNR, (b) MR-PM-C1, (c) MR-GM-C1, (d) MR-EQ-C1

Pendant la phase élastique (également visible dans le zoom de la **Figure 3.19**), une légère augmentation de l'amplitude de la déformation cyclique est observée, quasi-linéaire dans le temps. Dès qu'un dommage survient, la déformation augmente plus rapidement (amplitudes plus grandes). Une asymétrie des courbes cycliques est visible, d'autant plus que l'amplitude des cycles augmente. Cette asymétrie est dû à l'imperfection inévitable du dispositif expérimental, à l'incertitude de la construction et sur les propriétés des matériaux, et au fait qu'une fois qu'un mur a subi une première fissure globale, il s'affaiblit dans une direction particulière de chargement. Le manque de symétrie peut en outre être attribué à l'orientation de la fissure principale, en particulier si elle est horizontale (dans les joints de mortier).

Une déformation de très faible amplitude peut être observée pour le mur MNR au début de l'essai (**Figure 3.18a**). Une augmentation brusque de la déformation se produit à 1650 s puis, pendant le deuxième tiers de l'essai, la déformation augmente régulièrement, presque jusqu'à la fin de l'essai. Ce phénomène a été observé précédemment sur le déplacement résiduel et l'énergie dissipée. En effet, le mur MNR se déforme plus que les autres murs pendant les premiers cycles (6000 μ -déformation à 1650s contre moins de 1000 μ -déformation pour les murs renforcés) et dissipe plus d'énergie puisque les fissures ne sont pas entravées pour se former et s'ouvrir.

A la fin de la phase élastique initiale, soit vers 3500 s, la déformation du mur MR-PM-C1 (**Figure 3.18b**) augmente soudainement lorsque la force atteint son maximum. La déformation continue ensuite à augmenter jusqu'à ce que le délaminage du composite se produise (voir

Figure 3.18b). Le délaminage coïncide avec une chute brusque de la déformation synonyme d'un décollement du composite. Le délaminage peut être attribuée à un effet de cisaillement de bloc, en raison de la petite taille des mailles du textile. La quantité limitée de chaux à l'intérieur d'une maille est soumise à des contraintes de cisaillement élevées par le transfert des déformations imposées au mur de maçonnerie vers le textile, qui présente lui-même une rigidité élevée. Ce explique la faible énergie dissipée de ce mur.

Le mur MR-GM-C1 (**Figure 3.18c**) se déforme plus que le mur MR-PM-C1 et plus graduellement, à la fois dans la phase élastique et non élastique. En raison de la grande taille des mailles du textile, celui-ci se délamine dans certaines zones du mur, mais il reste ancré à une grande partie de la surface du mur. La taille des mailles permet d'éviter un effet de cisaillement de bloc et le délaminage total du composite. Comme le montrent les courbes enveloppes (voir **Figure 3.11**), le mur MR-GM-C1 semble beaucoup plus ductile que le mur MR-PM-C1.

Le mur MR-EQ-C1 (**Figure 3.18d**) présente une faible déformation dans la phase élastique initiale. Au premier pic de force, il y a une légère augmentation de la déformation, mais elle se stabilise pendant plusieurs cycles, avant que la déformation ne commence à augmenter progressivement, au fur et à mesure que la plastification du textile et la multi-fissuration se développent. Après le deuxième pic de force, la déformation diminue progressivement, le renfort se décolle dans certaines zones mais reste ancré dans d'autres.

Le renfort a limité la déformation de MR-EQ-C1 sur plusieurs cycles (grâce à la contribution des fibres multidirectionnelles), et ses mailles sont plus grandes que celles du PZ700, ce qui lui confère une plus grande surface d'adhérence. Ce renfort adhère plus efficacement et permet au mur de dissiper plus d'énergie que les autres murs renforcés.

Comme le textile EQ Grid est le plus léger (presque la moitié du poids des fibres de verre AR et des fibres de verre PZ700, voir **Tableau 3.1**), nous pouvons en déduire que l'orientation et la taille adéquates des mailles jouent un rôle plus important pour l'efficacité du renforcement que le taux de renforcement.

En comparant les essais sur les murs avec ceux sur les composites, on constate que les allongements diagonaux mesurés par DIC sur les murs n'atteignent pas les déformations obtenues sous la force de tension maximale sur les composites. Cela n'est pas vraiment surprenant car les montages expérimentaux et les charges sont différents. De plus, comme la capacité de déformation maximale est observée sur les essais de traction des composites, où les

textiles sont partiellement rompus, une estimation du taux de travail mécanique du renforcement des murs peut être calculée comme suit.

$$\left(\frac{\text{Déformation maximale de la diagonale du mur}}{\text{Déformation au pic de l'éprouvette de traction}} \right) * 100$$

Le **Tableau 3.7** synthétise ces valeurs. À l'échelle de nos expériences, le taux de travail est limité à 30 %, ce qui peut être considéré comme très faible, mais pourrait probablement être plus élevé pour des murs de taille réelle car les déformations globales seraient amplifiées.

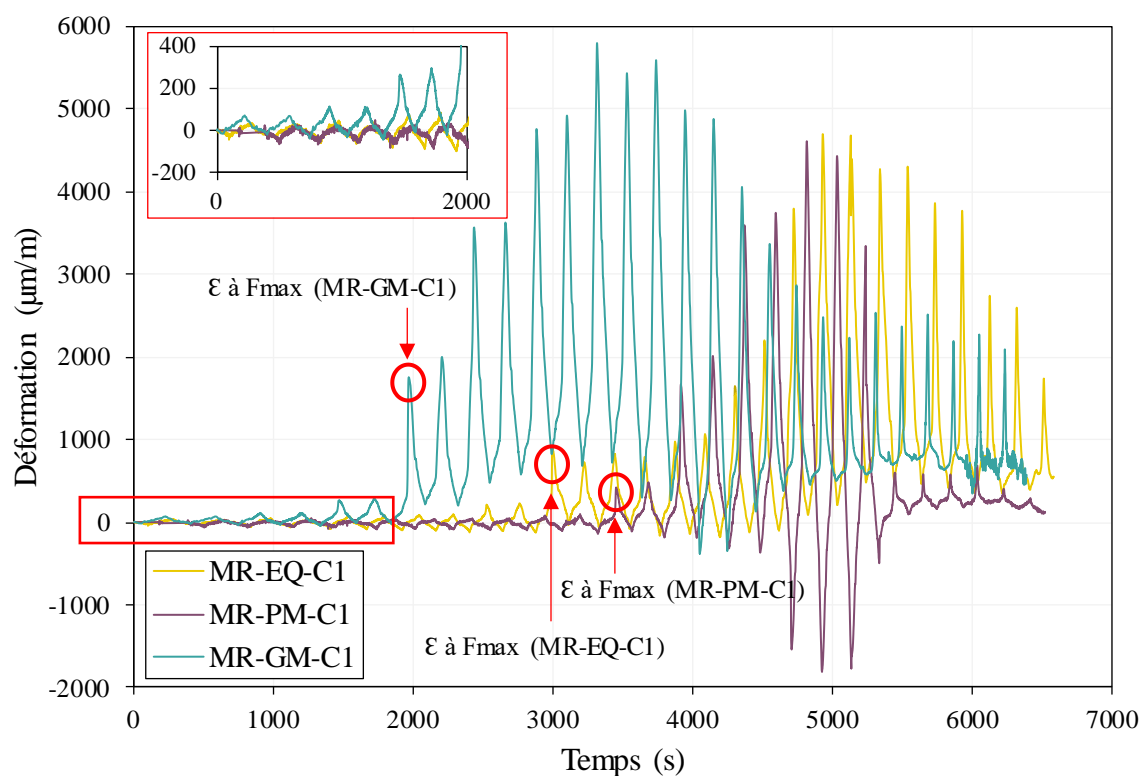


Figure 3.19 : Comparaison de la diagonale 1 des trois murs renforcés

Tableau 3.7 : Taux de travail des différents renforts

Mur	Taux de travail
MR-PM-C1	30%
MR-GM-C1	-
MR-EQ-C1	28%

III.2.2.Effet de la matrice sur le renforcement

Un mur de référence et deux murs renforcés respectivement avec de la Chaux1 (C1) et de la Chaux2 (C2) ont été testés (MNR, MR-EQ-C1 et MR-EQ-C2) afin d'évaluer l'effet de la chaux sur l'efficacité du renforcement. Le textile EQ a été choisi pour renforcer le mur car son efficacité a été prouvée dans la partie précédente.

III.2.2.1.Courbes enveloppes

La courbe d'hystérésis du mur MR-EQ-C2 accompagnée de celle du mur MR-EQ-C1 est représentée sur la **Figure 3.20**.

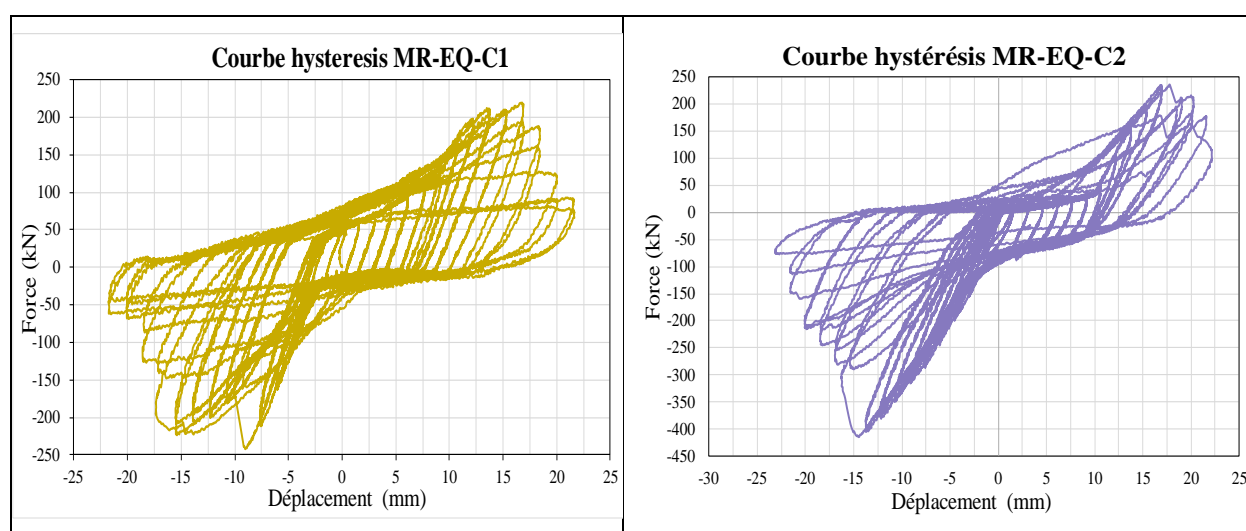


Figure 3.20 : Courbe d'hystérésis du MR-EQ-C1 et du MR-EQ-C2

Une asymétrie significative est visible, correspondant à une rupture survenue, comme pour les essais précédents, dans la direction PULL. Immédiatement après, le mur a subi une perte drastique de rigidité dans la direction PUSH

Notre analyse s'est donc concentrée sur la partie des courbes enveloppes (**Figure 3.21**) dans la direction PULL.

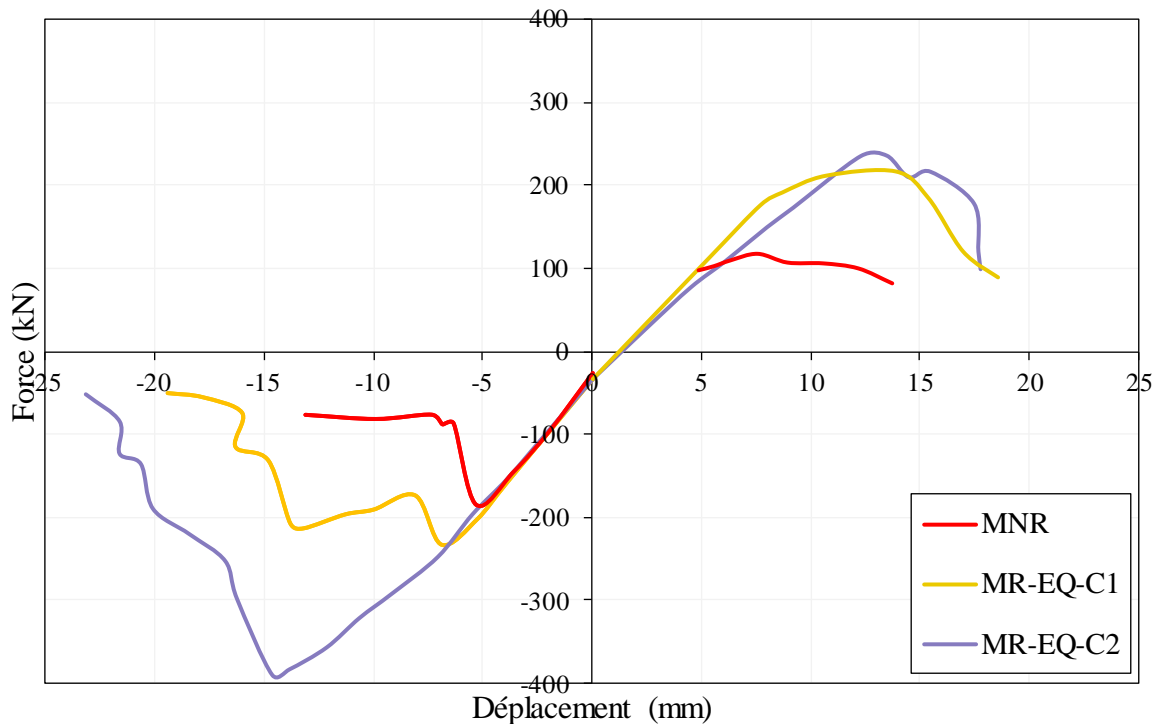


Figure 3.21 : Courbes enveloppes : Effet de la chaux

Comme déjà observé, le renforcement ainsi que le type de chaux ne modifient pas la rigidité élastique du mur : dans cette phase, les courbes se superposent. Il convient de noter que pour le mur MR-EQ-C2, la phase élastique est presque deux fois plus étendue que pour le mur MR-EQ-C1, et plus de deux fois plus étendue que pour le mur MNR, à la fois pour le chargement et le déplacement (voir **Tableau 3.8**). En ce qui concerne le comportement post-pic, la diminution de la force se produit plus brutalement pour le mur MR-EQ-C2 que pour le mur MR-EQ-C1. La rupture entraîne en effet la formation de deux fissures diagonales majeures (voir **Figure 3.22**), ce qui est lié à la forte force d'adhérence de la Chaux2, conduisant à une localisation des dommages et empêchant l'apparition de fissures horizontales dans les joints. Une part importante de la ductilité, permise avec la Chaux1, disparaît dès lors lorsque la Chaux2 est utilisée.

Ces résultats sont cohérents avec le comportement en traction des composites ChauxX-C **Figure 3.7**, et reflètent les propriétés mécaniques plus élevées, mais aussi la fragilité, de la Chaux2.

La force maximale (F_{max}) et le déplacement maximal de chaque mur sont indiqués dans le **Tableau 3.8**.

Tableau 3.8 : Force maximale et déplacement au pic des murs testés

Mur	Fmax (kN)	Déplacement au pic (mm)
MNR	185	5.31
MR-EQ-C1	232 (+25.41%)	6.90
MR-EQ-C2	389 (+110%)	14.64
Amélioration moyenne	67.7%	

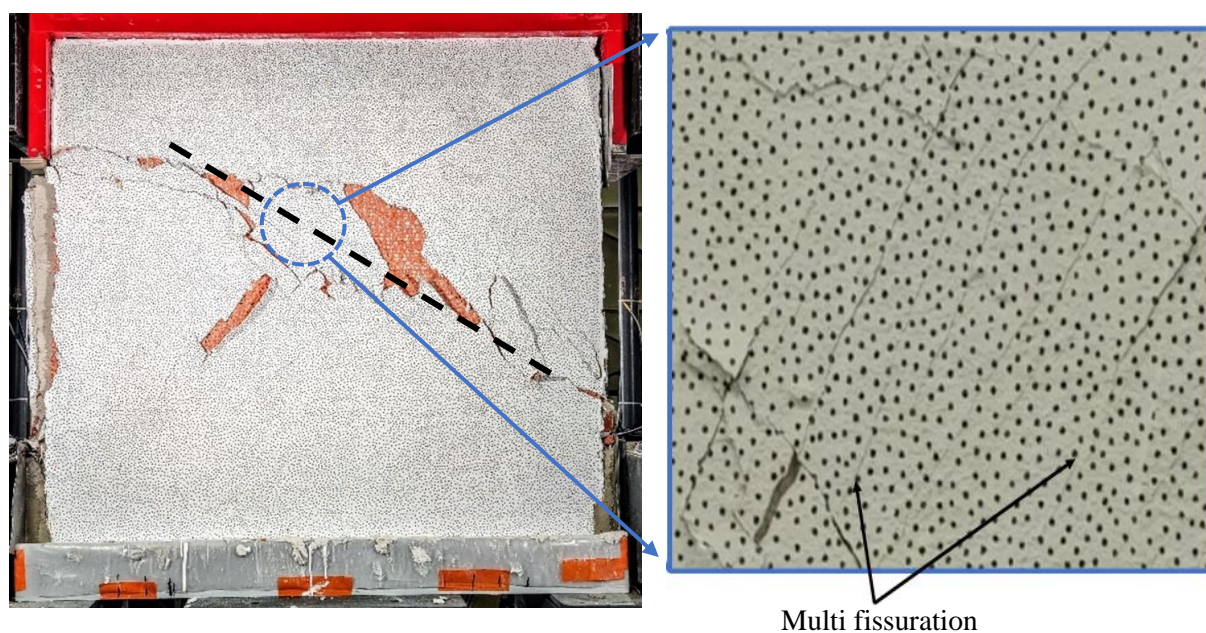


Figure 3.22 : Rupture du MR-EQ-C2 sur la diagonale 2

III.2.2.2. Energie dissipée

La **Figure 3.23** illustre l'énergie dissipée cumulée pour le mur MNR et les deux murs renforcés (MR-EQ-C1, MR-EQ-C2) en fonction du déplacement imposé. Le mur MR-EQ-C1 dissipe plus d'énergie que le mur MR-EQ-C2. Cela s'explique par la forte adhérence et la raideur de la Chaux2 qui permet de limiter l'extension des dommages et donc la dissipation d'énergie, comparativement à la Chaux1 qui se déforme davantage.

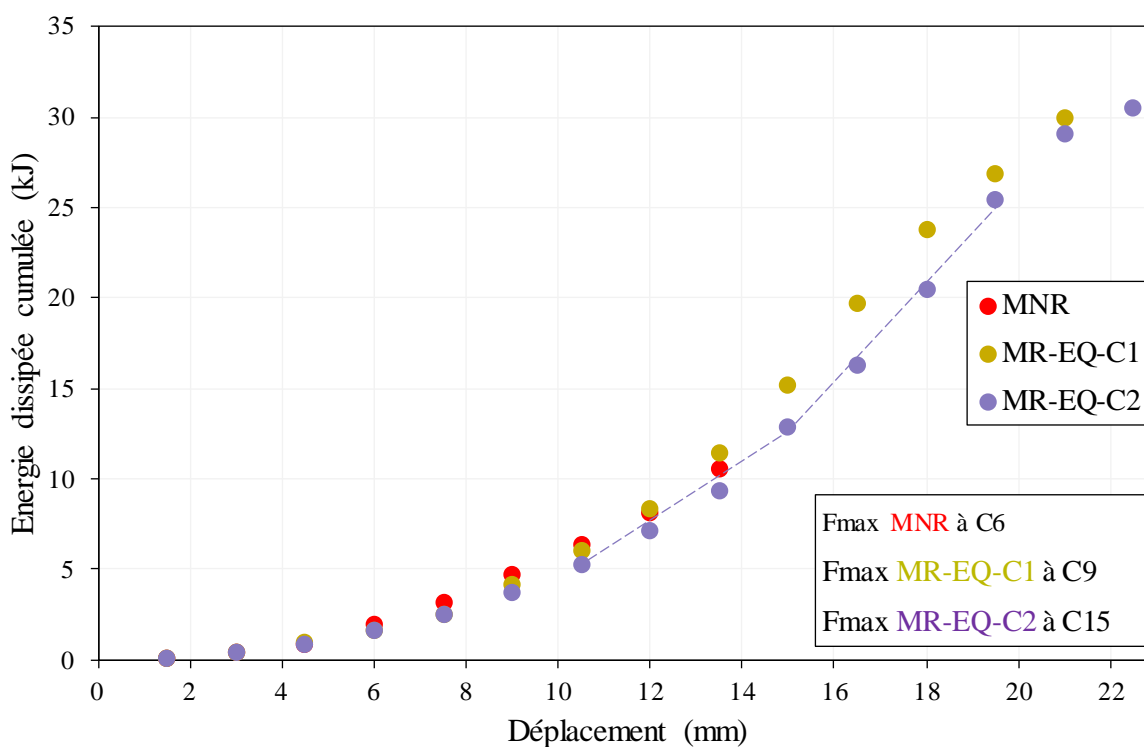


Figure 3.23 : Energie dissipée : Effet de la matrice

III.2.2.3. Rigidité élastique résiduelle

Comme mentionné ci-dessus, la rigidité élastique résiduelle d'un mur en maçonnerie est définie comme la pente de la partie élastique de la boucle hystérétique pour un cycle, et pour la direction correspondant à l'apparition de la première fissure majeure du mur.

Confirmant ce qui a été observé pour la dissipation de l'énergie, les murs renforcés présentent une rigidité résiduelle beaucoup plus élevée que le mur MNR (Figure 3.24). Alors que la dégradation du mur MR-EQ-C1 est progressive, une dégradation en deux étapes se distingue pour le mur MR-EQ-C2. Pour ce dernier mur, un taux de dégradation faible et presque linéaire se produit pour un déplacement imposé inférieur à 15 mm (voir la courbe de tendance en pointillés de cette première étape pour MR-EQ-C2), et augmente drastiquement au-delà de cette valeur de déplacement, car le textile subit des ruptures multiples.

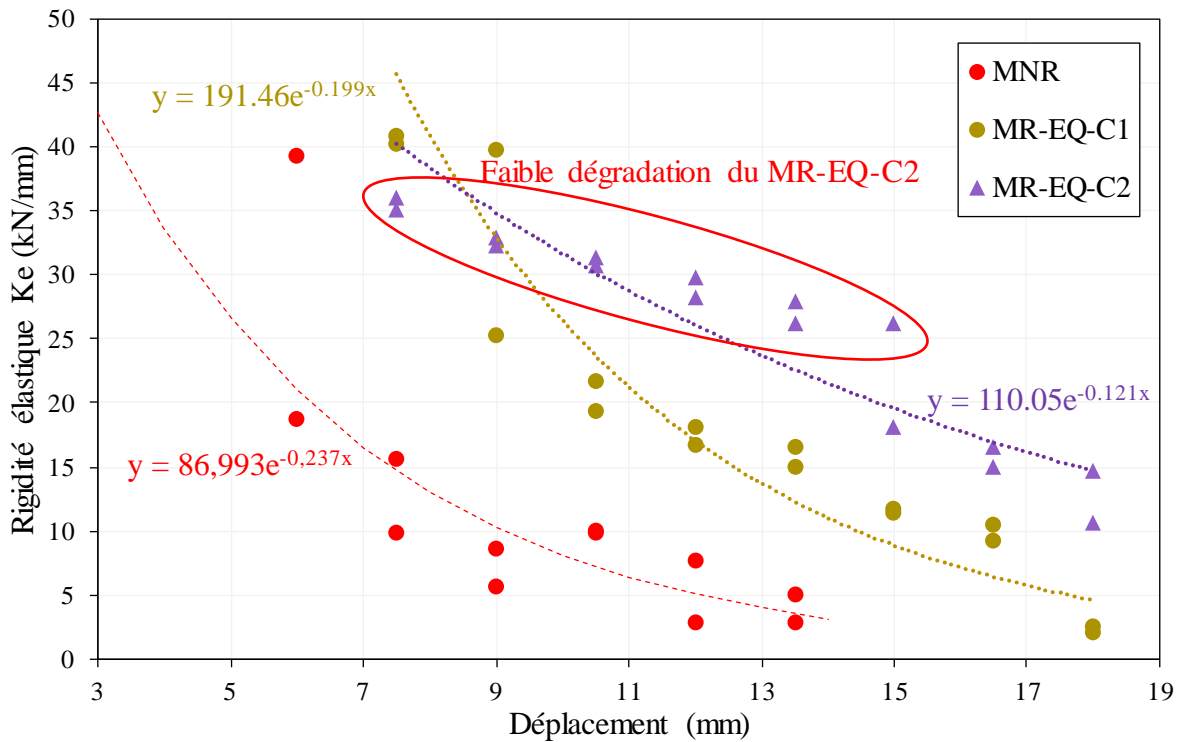


Figure 3.24 : Rigidité élastique : Effet de la matrice

III.2.2.4. Comportement local

Afin d'étudier la déformation diagonale des murs, un extensomètre virtuel a été placé sur leur diagonale (500 mm de long, voir **Figure 3.17**). Les évolutions de la déformation diagonale en fonction du temps pour les murs MR-EQ-C1 et MR-EQ-C2 sont présentées dans la **Figure 3.25**.

Pour les murs MR-EQ-C2 et MR-EQ-C1, une première partie des courbes correspond au comportement élastique du mur jusqu'à ce que la force horizontale atteigne sa valeur maximale. La durée de cette phase élastique est environ 1000 s plus longue pour le mur MR-EQ-C2 que pour le mur MR-EQ-C1.

La Chaux2 préserve efficacement l'intégrité du mur dans cette phase mais aussi au-delà. Après le pic, la déformation a en effet augmenté jusqu'à la rupture (jusqu'à la fin de l'essai), en raison de la multi-fissuration qui est apparue progressivement. La déformation maximale observée pour le mur MR-EQ-C2 est au minimum 5 fois plus importante que celle observée pour le mur MR-EQ-C1. Comme le laissait entrevoir la différence d'énergie dissipée, au-delà de la rupture de la maçonnerie, il y a vraisemblablement pour le mur MR-EQ-C2 un transfert total des efforts de la maçonnerie vers le renfort, rendu possible par la préservation d'une zone non endommagée

étendue du substrat où l'ancrage du textile reste pleinement efficace, alors que l'endommagement pour le mur MR-EQ-C1 est davantage réparti entre le renfort et la maçonnerie.

Le manque important de symétrie dans la courbe du mur MR-EQ-C2, en plus de ce qui a été mentionné précédemment (section 3.2.1.5), est également dû à la plastification du textile en tension, imposant une grande déformation résiduelle même si la direction PULL de la force horizontale, devrait conduire à la compression du composite.

La déformation diagonale pour le mur MR-EQ-C1 n'a pas atteint la déformation atteinte lors de l'essai de traction du composite correspondant où la longueur d'adhérence des mors a conduit à la rupture du textile.

Cette rupture ne se produit pas facilement lors de l'essai de cisaillement des murs car l'ancrage du textile n'est pas aussi efficace et d'autres phénomènes apparaissent comme le délaminage. Le taux d'utilisation du composite est donc limité à 28 % (voir **Tableau 3.9**). En revanche, la déformation sur la diagonale du mur MR-EQ-C2 a presque atteint celle du test de traction, en raison de la résistance au cisaillement élevée de cette chaux et de sa forte adhérence au substrat. L'endommagement du textile était visible là où les zones plastifiées étaient concentrées (voir **Figure 3.26**).

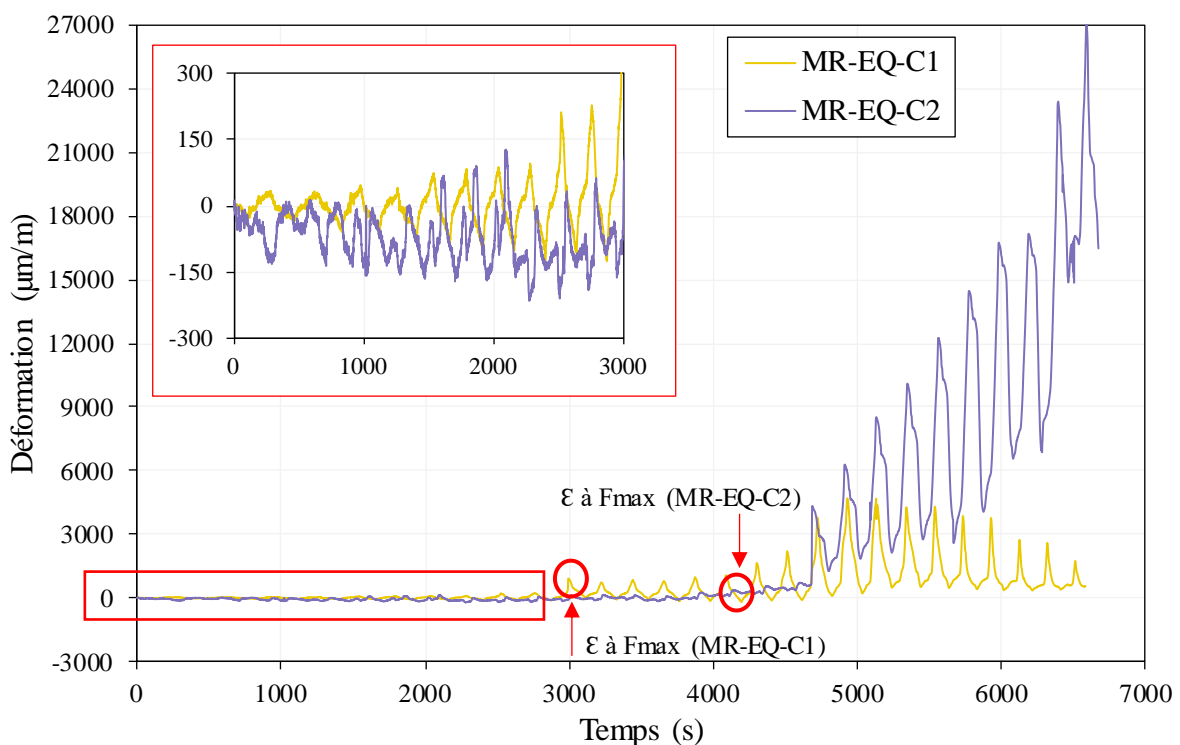


Figure 3.25 : Comparaison de la déformation des diagonales 1 du MR-EQ-C1 et MR-EQ-C2

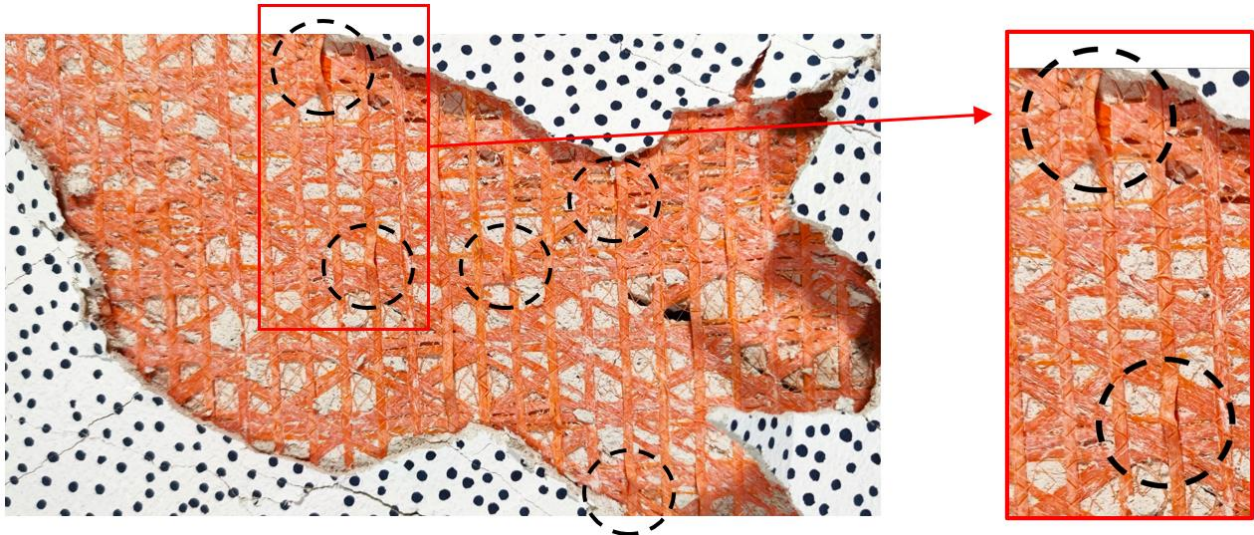


Figure 3.26 : Ruptures dans la liaison des fils multidirectionnels du textile EQ Grid (cercles pointillés)

Tableau 3.9 : Taux de travail des renforts avec les différentes chaux

Mur	Taux de travail
MR-EQ-C1	28 %
MR-EQ-C2	≈100 %

III.2.3. Effet de la matrice sur la réparation

Afin de souligner l'intérêt de l'utilisation des TRM comme matériau de réparation, cette section examine les résultats obtenus pour deux murs réparés, ayant été préalablement fissurés. Compte tenu des résultats précédents, le textile le plus efficace a été utilisé pour la réparation, à savoir le textile EQ.

La fissuration à la rupture avant réparation obtenue sur ces murs est visible sur la **Figure 3.27**. Dans le cas du mur réparé par la suite avec la Chaux1, la fissure est une fissure diagonale associée à un glissement de joint (**Figure 3.27a**). Pour le mur réparé avec la Chaux2 la fissuration avant réparation est typique d'un mode de rupture par cisaillement, avec une fissure diagonale évidente (**Figure 3.27b**).

La différence dans la fissuration initiale des deux murs est susceptible d'influencer significativement le comportement des murs après réparation, et de masquer quelque peu l'effet propre à la chaux utilisée. Il s'agit d'un biais expérimental difficile à anticiper initialement, étant donné le caractère incertain du mode de fissuration prédominant, se produisant effectivement. Toutefois, ces deux modes de pré-fissuration représentant les deux cas typiques

de rupture, ils contribuent à montrer, le cas échéant, l'efficacité de renfort quelle que soit la dégradation initiale subie.

Etant donné les modes de rupture initiaux des murs réparés, nous comparerons les résultats du mur MRé-EQ-C1 (mur réparé avec le textile EQ et la Chaux1) avec ceux du mur MNR. Puis le mur MRé-EQ-C2 sera comparé avec le mur MR-EQ-C2 et le mur MNR.

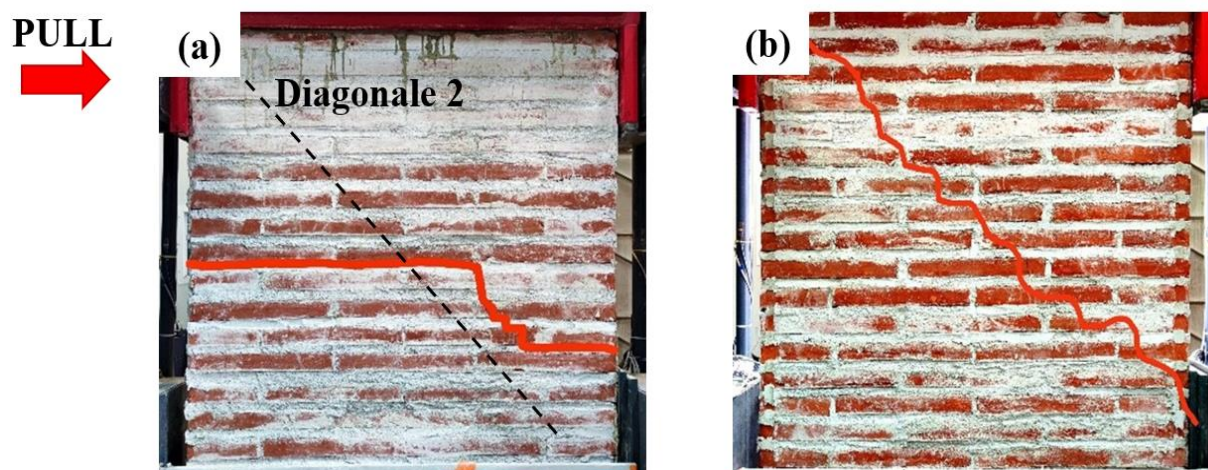


Figure 3.27 : Modes de rupture des murs avant réparation de la diagonale 2 des deux murs : (a) MRé-EQ-C1, (b) MRé-EQ-C2

III.2.3.1. Courbes enveloppes

La **Figure 3.28** présente les courbes hystérésis des deux murs réparés. Ces courbes présentent une certaine asymétrie, dont l'origine a déjà été expliquée (conditions de l'essai, contact machine/mur et vides difficiles à combler). La variation de la force maximale appliquée par série de cycles, avec l'amplitude des déplacements imposés, est moindre dans le cas du mur MRé-EQ-C1 par rapport au mur MRé-EQ-C2, comme le montre plus clairement encore la **Figure 3.29**, où sont présentées les courbes enveloppes obtenues à partir des courbes d'hystérésis.

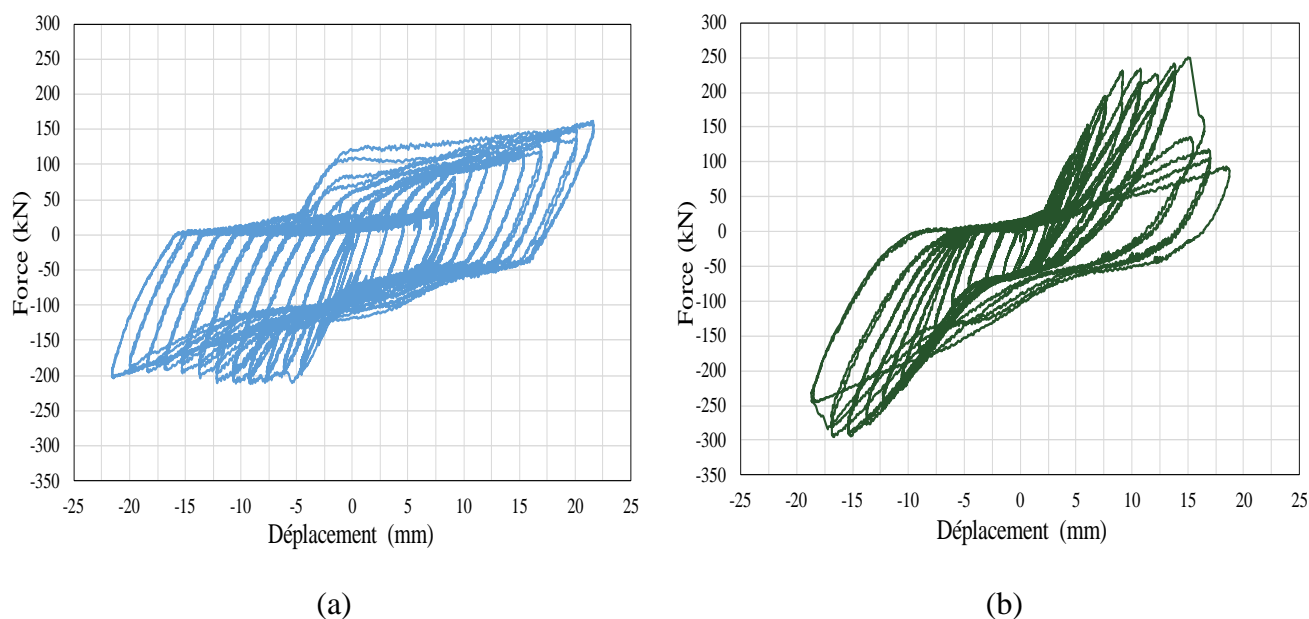


Figure 3.28 : Courbes hystérésis des murs réparés : (a) MRé-EQ-C1 et (b) MRé-EQ-C2

Ainsi le mur MRé-EQ-C1 présente une ductilité nettement plus importante, alors que la capacité résistance du mur MRé-EQ-C2 diminue au-delà d'une certaine amplitude de déplacement. Cette différence peut être attribuée à la fissuration initiale. Dans le cas du mur MRé-EQ-C1, la fissure initiale est située dans un joint sur les deux tiers de la longueur du mur, configuration qui favorise la dissipation d'énergie par frottement le long de la fissure, accentuée par la mise en traction du textile du renfort qui apporte un confinement complémentaire à la force verticale appliquée. Cela conduit à une plus grande ductilité apparente du mur MRé-EQ-C1 par rapport au mur MRé-EQ-C2. Dans le cas du mur MRé-EQ-C2, la fissuration initiale d'orientation diagonale passe par les joints et les briques, ce qui réduit la possibilité de dissipation d'énergie par frottement.

La force maximale atteinte pour le mur MRé-EQ-C2 est proche dans les deux sens de sollicitation (300 kN dans le sens négatif, 250 kN dans le sens positif) pour une amplitude de déplacement imposé d'environ 12 mm. Dans le cas du mur MRé-EQ-C1, la force maximale se stabilise à environ 200 kN dans le sens négatif dès que l'amplitude de déplacement imposé atteint 5 mm, alors qu'elle croît de façon régulière de 50 kN à 150 kN dans le sens positif, au-delà d'une amplitude de déplacement imposé de l'ordre de 2 mm. La courbe d'hystérésis du mur MRé-EQ-C2 est moins asymétrique que celle du mur MRé-EQ-C1. La nature aléatoire de la formation de la fissure dans le mur pendant l'essai, avec une orientation horizontale ou diagonale dominante, ainsi que l'apparition de la direction de résistance la plus faible, disparaissent dans une certaine mesure dans le cas de MRé-EQ-C2, ce qui conduit à un

comportement mécanique plus uniforme dans les deux directions du déplacement cyclique imposé.

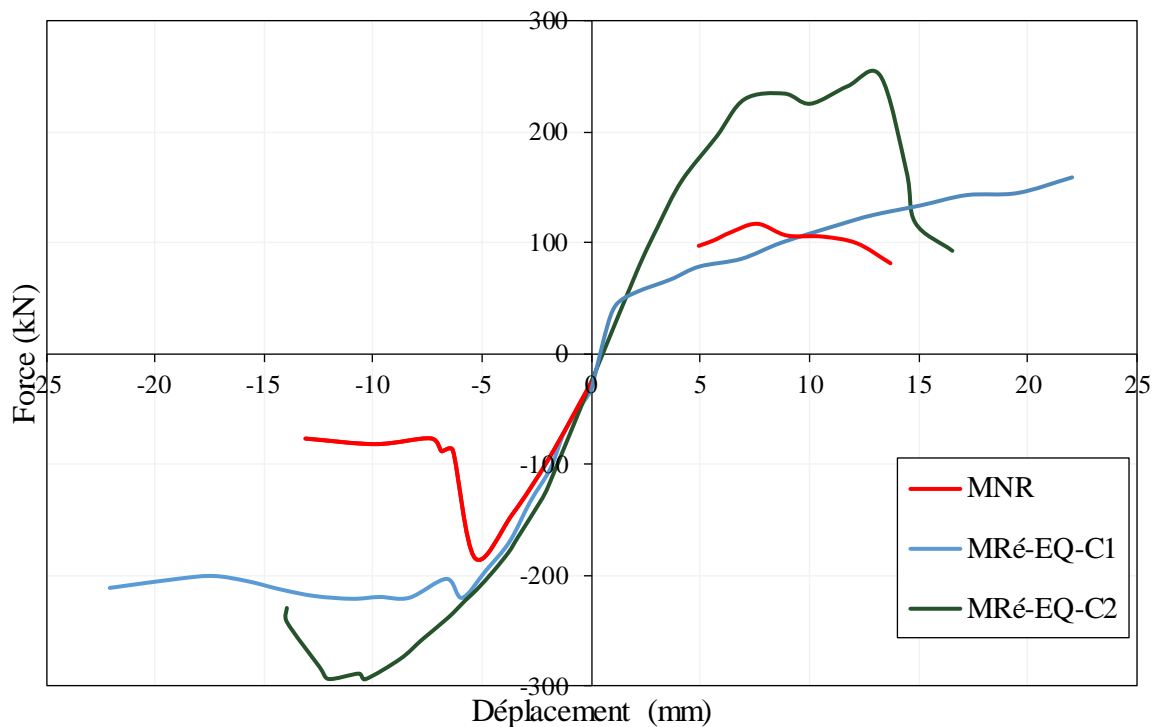


Figure 3.29 : Courbes enveloppes des murs réparés

En se concentrant sur le quadrant inférieur gauche de la **Figure 3.29** (sens négatif des déplacements imposés, où la première rupture se produit), la rigidité initiale pour tous les murs semble similaire. Précédemment, il a été mentionné que le composite était trop fin par rapport à la largeur de la brique pour modifier de manière significative la rigidité dans la phase élastique du mur MR-EQ-C1 et du mur MR-EQ-C2 en comparaison avec le mur MNR. Cela reste également vrai pour les murs réparés MRé-EQ-C1 et MRé-EQ-C2. Le renforcement permet donc de restaurer les caractéristiques élastiques initiales du mur et d'homogénéiser son comportement, comme s'il était initialement non fissuré.

Le mur MNR a subi un mode de ruine combinant fissure diagonale et glissement de joint. Chaque mode de ruine s'est produit séparément pour les murs réparés avant réparation, offrant ainsi la possibilité d'une comparaison globale pertinente de ces murs par rapport au mur MNR.

La force maximale appliquée est plus élevée pour les murs réparés que pour le mur MNR sain, ce qui montre que l'effet du renfort ne se limite pas à la restauration des caractéristiques élastiques, mais qu'il se traduit également par une capacité résistance supplémentaire. Quel que soit le mode de fissuration initiale avant réparation, on constate donc une amélioration globale du comportement des murs réparés par rapport au mur MNR (**Tableau 3.10**).

La **Figure 3.30** présente les courbes enveloppes des murs MR-EQ-C2 et MRé-EQ-C2.

Ces deux murs ayant subi le même mode de ruine, avec une fissuration diagonale dominante, il peut être en effet instructif d'en comparer les performances.

La phase élastique pour le mur MRé-EQ-C2 se termine à un niveau de charge légèrement plus élevé que le niveau maximal pour le mur MNR, alors qu'elle se poursuit presque jusqu'à sa charge maximale pour le mur MR-EQ-C2. Une perte progressive de rigidité est visible pour le mur MRé-EQ-C2 depuis la fin de la phase élastique jusqu'à la charge maximale. Cela est dû à l'endommagement graduel du composite qui se produit tout au long de la fissure existante, contrairement à MR-EQ-C2, où l'endommagement reste en quelque sorte localisé. Le comportement après le pic est similaire pour les deux murs renforcé (MR-EQ-C2) et réparé (MRé-EQ-C2) avec la Chaux2 : la résistance chute continuellement au-delà du déplacement correspondant au pic, situé entre 13 et 15 mm. La charge maximale pour le mur MRé-EQ-C2 est logiquement intermédiaire (voir **Tableau 3.10**) entre celle du mur MNR et celle du mur MR-EQ-C2.

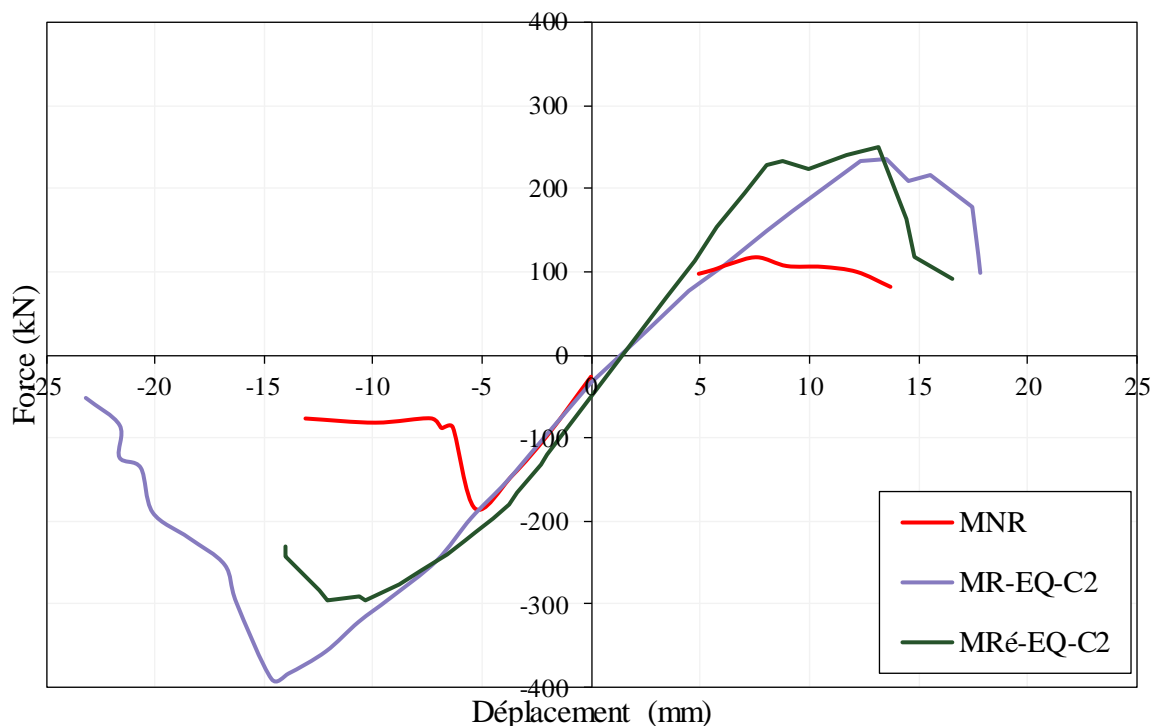


Figure 3.30 : Courbes enveloppes du MR-EQ-C2 et MRé-EQ-C2

Tableau 3.10 : Résultats du MNR, MR-EQ-C2 et des murs réparés

Mur	Fmax (kN)
MNR	185
MR-EQ-C2	389
MRé-EQ-C1	220 (+20%)
MRé-EQ-C2	292 (+58%)
Amélioration moyenne	39%

III.2.3.2. *Energie dissipée*

La **Figure 3.31** présente les courbes d'énergie dissipée cumulée pour les différents murs étudiés dans cette section.

La dissipation d'énergie est plus forte pour le mur MRé-EQ-C1 que pour les autres murs en raison du frottement au niveau de la fissure horizontale initiale.

La **Figure 3.31** montre aussi que l'évolution de l'énergie dissipée est pratiquement identique pour le mur réparé MRé-EQ-C2 et le mur renforcé MR-EQ-C2. Cette constatation est vraiment prometteuse pour l'adoption des TRM comme solution de réparation pour les constructions en maçonnerie endommagées dans une zone sismique. En effet, la dissipation de l'énergie et la capacité de déplacement sont des facteurs clés de la conception sismique. Il est démontré ici que ces facteurs clés ne sont pas affectés par l'utilisation de TRM pour un mur endommagé par rapport à un mur non endommagé.

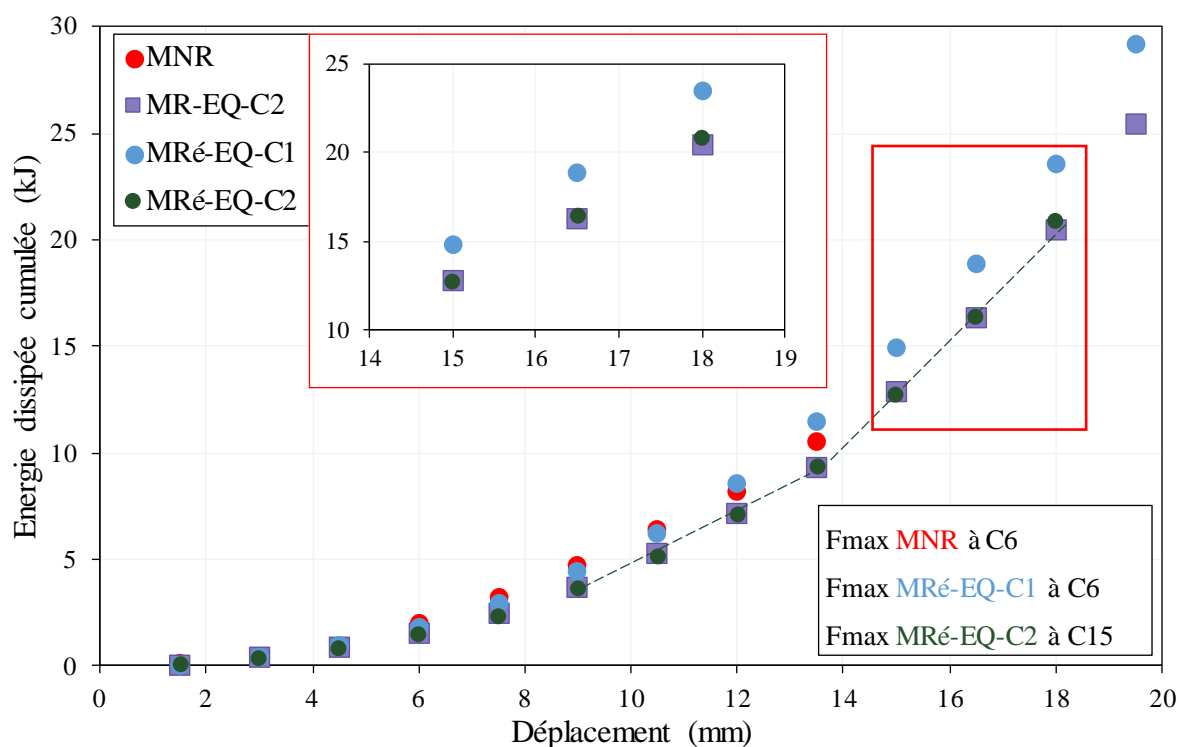


Figure 3.31 : Energie dissipée cumulée des murs : MNR, MR-EQ-C2 et des murs réparés

III.2.3.3. Rigidité élastique

La Figure 3.32 illustre la rigidité élastique apparente des différents murs testés dans cette section. Il semblerait que la dégradation (perte de raideur) du mur MRé-EQ-C1 soit plus faible que celle du mur MRé-EQ-C2. Cependant, pendant la phase élastique du mur MRé-EQ-C2, la dégradation de ce dernier est beaucoup plus faible que celle du mur MRé-EQ-C1.

Ensuite, de la même manière que pour l'énergie dissipée, la Figure 3.32 montre une évolution très proche de la rigidité élastique pour les murs MRé-EQ-C2 et MR-EQ-C2.

Le mur MR-EQ-C2 présente une dégradation plus faible à la charge maximale que le mur MRé-EQ-C2, du fait de l'endommagement initial du second. Cependant, l'évolution de la rigidité est similaire jusqu'à la charge maximale.

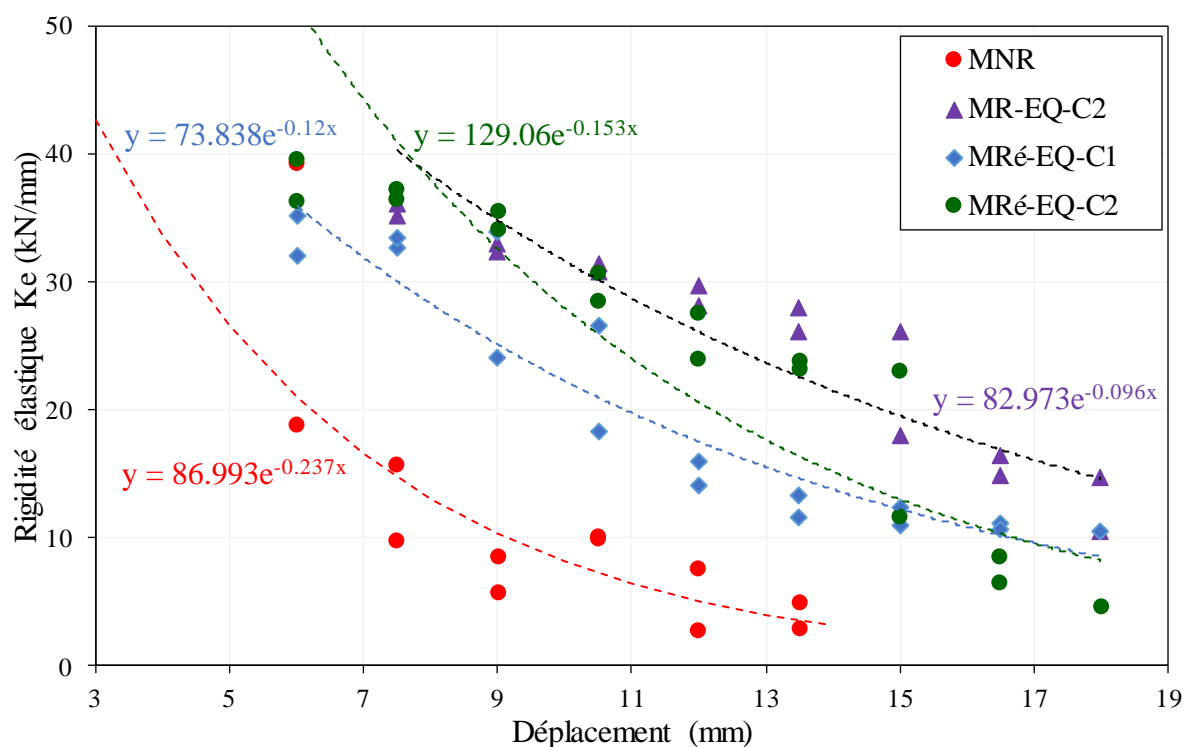


Figure 3.32 : Rigidité élastique des murs MNR, MR-EQ-C2 et des murs réparés.

III.2.3.4. Comportement local

La Figure 3.33 montre l'évolution de la déformation dans la direction diagonale 1 (supposée comprimée sous déplacement imposé positif) prise sur une base de 500 mm pour les deux murs réparés. La direction de l'extensomètre virtuel forme un angle d'environ 45° par rapport à celle de la fissure initiale pour le mur MRé-EQ-C1, et voisin de 0° pour le mur MRé-EQ-C2. De façon logique, le cycle à l'application de la force maximale correspond au sens négatif (PULL) du déplacement imposé pour les murs MRé-EQ-C1 et MRé-EQ-C2. Les déformations des composites respectifs pour la force maximale sont quant à elles proches de celles des essais en traction à la fin de la phase I, à la formation des premières fissures des chaux en traction (Figure 3.7, Tableau 3.5).

La déformation du mur MRé-EQ-C1 ne présente pas de symétrie. Les incertitudes sur les conditions d'essai ont probablement contribué d'une certaine manière à cette asymétrie. Le déplacement imposé étant parallèle à la fissure horizontale formée initialement, le composite a également tendance à subir une traction dans la direction diagonale observée, quel que soit le sens du déplacement. Une compression apparaît toutefois de façon temporaire pour quelques séries de cycle lorsque l'amplitude de déplacement imposé atteint une certaine valeur, puis le composite repasse en traction pour des amplitudes plus grandes, sa déformation variant alors de 1/1000 à 9/1000. Pour cette plage de déformation, le composite reste en phase II pseudo-

élastique (**Figure 3.7**), et contribue ainsi à accroître la force de confinement de part et d'autre de la fissure, et par conséquent le frottement. L'augmentation de la déformation se produit pour des cycles d'amplitude bien supérieure à celle appliquée à l'atteinte de la force maximale et, comme observé sur la **Figure 3.28**, ne s'accompagne pas d'une perte de capacité portante résiduelle, pendant toute la durée de l'essai. Il s'agit donc d'une situation où l'endommagement initial du mur, la configuration du renfort et la souplesse de la chaux utilisée conduisent à un comportement remarquablement ductile du mur réparé renforcé.

La symétrie de la courbe d'hystérésis pour le mur MRé-EQ-C2 a un écho naturel au niveau local, comme nous pouvons le constater pour les évolutions temporelles de la déformation du composite dans la direction diagonale sur la **Figure 3.33**. Cette direction étant celle de la fissure initiale, il est cohérent d'observer une alternance franche de déformation en traction / compression. La déformation maximale atteinte en traction avoisine 14/1000 pour laquelle, comme dans le cas du mur MRé-EQ-C1, le composite fonctionne encore globalement en phase II pseudo-élastique (**Figure 3.7**). L'orientation de la fissure initiale ne permet cependant pas de bénéficier d'un frottement entre les deux parties du mur de part et d'autre de celle-ci, car elles se rapprochent ou s'éloignent avec le déplacement imposé, leur déplacement relatif dans la direction de la fissure restant ainsi très limité. Ainsi, une fois la chaux rompue en traction, le renfort apporte très peu de ductilité. Les caractéristiques de résistance et d'adhérence de la chaux C2 conduisent toutefois à une force maximale plus importante, pour un déplacement également plus important que pour le mur MRé-EQ-C1.

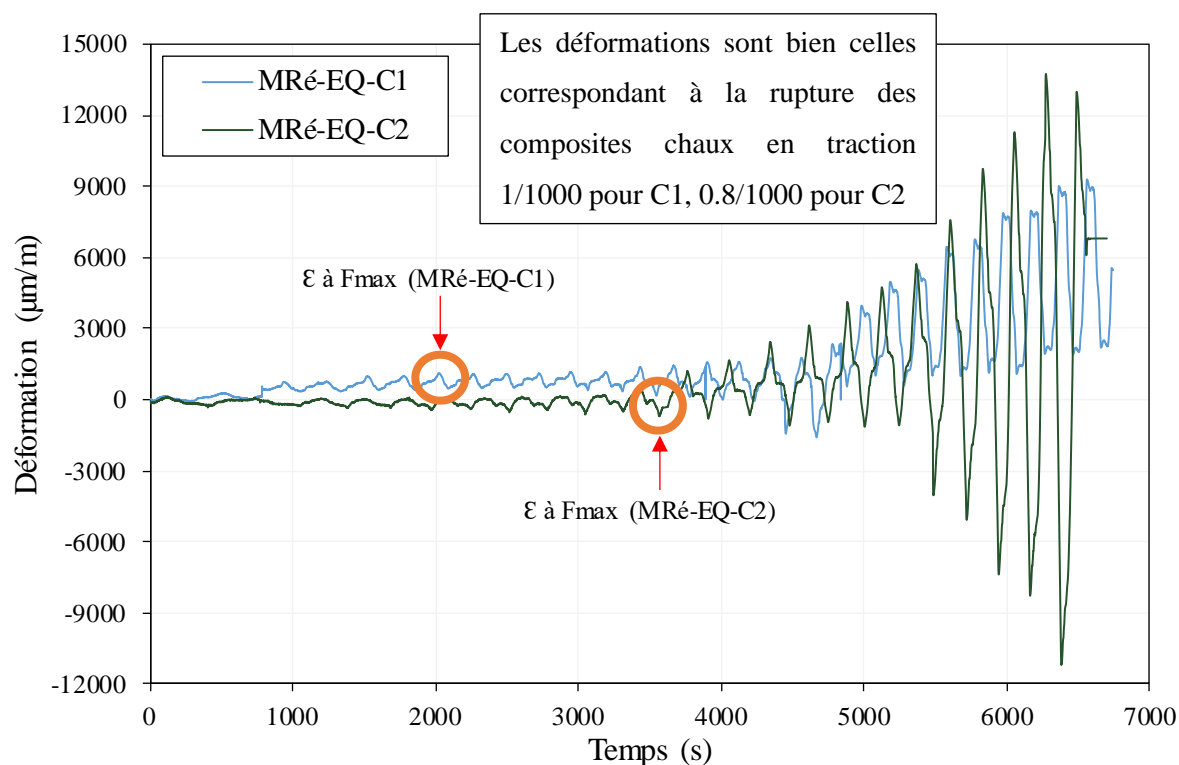


Figure 3.33 : Déformation des diagonales 1 du MRé-EQ-C1 et du MRé-EQ-C2

IV.CONCLUSION

Lorsque les constructions en maçonnerie sont potentiellement exposées à des forces horizontales, elles doivent être renforcées pour mieux garantir leur intégrité structurelle. Dans ce chapitre, des murs de maçonnerie historiques renforcés avec des composites TRM ont été soumis à des essais cycliques de cisaillement dans le plan, alors que des essais de compression diagonale ou des essais de chargement quasi-statique ont été réalisés dans la plupart des études concernant le renforcement de la maçonnerie [12], [13]. Dans ce travail, nous avons cherché à nous rapprocher le plus possible des conditions de sollicitations des tremblements de terre. En outre, nous nous sommes intéressée à la variation de la taille des mailles, à l'orientation des fils et à l'étude de l'effet de la matrice sur le comportement du mur renforcé et réparé. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Les murs renforcés se rompent par cisaillement sous traction diagonale, tandis que le mur non renforcé se rompt sous traction diagonale combinée au glissement des joints.
- Les rigidités initiales des murs, indépendamment de la présence de renfort ou de la nature de la chaux, sont proches car la partie linéaire est régie par le comportement de la maçonnerie.
- Un textile de petite maille entraîne un délaminage total du renfort. La résistance au cisaillement n'est pas augmentée par l'augmentation de la taille des mailles, mais la

ductilité l'est. En revanche, le renfort ne peut pas se délaminer complètement, n'entraînant qu'un décollement partiel au droit de la fissure majeure.

- Les fils orientés en diagonale optimisent les performances du renfort et augmentent son taux de travail.
- Une chaux ayant des performances de rigidité et d'adhérence plus élevées maintient l'intégrité du mur pendant une plage de chargement plus étendue. Elle prolonge la phase linéaire et augmente la résistance au cisaillement et le déplacement au pic du mur.
- Il est possible de réparer un mur préalablement fissuré avec les TRM. Les résultats ont montré que la résistance au cisaillement, la ductilité, la dissipation d'énergie, la dégradation de la rigidité et le déplacement résiduel d'un mur réparé sont plus élevés que ceux d'un mur non endommagé et non renforcé.

Nous pouvons dégager de l'étude qu'une dimension de maille suffisante, pour favoriser l'intimité de la chaux de renfort avec le textile et sa bonne adhérence au substrat, et une disposition multidirectionnelle des fils du textile, pour permettre à la fois un pontage efficace des fissures naissantes, et favoriser un ancrage dans toutes les zones saines résiduelles disponibles au cours du chargement, sont les deux paramètres majeurs du renforcement susceptibles d'améliorer et/ou de restaurer radicalement les performances de comportement des maçonnerie en zone sismique. La qualité de la chaux de renfort, en termes de capacité d'adhérence et de rigidité, est un contributeur secondaire aux performances.

Après avoir démontré l'efficacité du TRM et compte tenu des contraintes nécessaires pour évaluer expérimentalement la pertinence du renfort sur des échelles réelles, telles que les contraintes de temps, les ressources expérimentales et la qualification des expérimentateurs, il serait avantageux pour la communauté des ingénieurs de disposer d'un modèle prédictif capable d'estimer le potentiel d'un renforcement ou d'une réparation.

CHAPITRE 4 : MODELISATION

SOMMAIRE

I.	INTRODUCTION.....	144
II.	MODELE DE COMPORTEMENT UTILISE	145
III.	ESTIMATION DES PARAMETRES DU MODELE ENDO3D.....	148
III.1.	Essais sur matériaux	149
III.1.1.	Essai de compression	149
III.1.2.	Essai de traction	161
III.2.	Essai sur composite de renfort	171
III.2.1.	Composition du TRM	171
III.2.2.	Ajustement des paramètres du TRM.....	171
III.2.3.	Conclusion partielle	175
IV.	Modélisation de la structure dans son ensemble	176
IV.1.	Constitution du modèle numérique	176
IV.1.1.	Maillage	176
IV.1.2.	Conditions aux appuis et chargement.....	178
IV.1.3.	Matériaux	178
IV.2.	Résultats	179
IV.2.1.	Mur non renforcé	179
IV.2.2.	Mur renforcé	182
V.	CONCLUSION	186

CHAPITRE 4 : MODELISATION

I. INTRODUCTION

L'approche expérimentale développée précédemment a mis en évidence les caractéristiques de comportement des matériaux constitutifs, puis des murs en maçonnerie sous poussée progressive ou sollicitation cyclique, renforcés ou réparés par des TRM. Retrouver par simulation numérique ce comportement est un complément nécessaire pour une meilleure compréhension des particularités globales, locales ainsi que de la distribution des dommages. Une fois correctement établie par confrontation aux résultats expérimentaux, la modélisation numérique permet de prévoir les modes de rupture et l'efficacité des renforts, selon le choix du concepteur, et apporte ainsi une aide précieuse à la conception des méthodes de réhabilitation. Comme exposé dans le chapitre 1, la première étape de la stratégie numérique consiste à choisir le niveau de modélisation que l'on souhaite mettre en œuvre [49, 50]. A l'échelle d'un mur de dimension métrique, c'est généralement la macro-modélisation qui peut être retenue, où les propriétés des matériaux sont homogénéisées au sein du VER. Dans notre cas cependant, nous avons choisi de rester à une micro-modélisation, où chaque brique et chaque lit de mortier de chaux sont modélisés. Ce choix a été guidé par les modes de rupture observés expérimentalement sur les murs non renforcés. Le mode par rupture des joints horizontaux, le mode par rupture des briques et des joints sous fissuration diagonale, ainsi qu'une combinaison des deux modes sont apparus. De tels faciès de rupture, en particulier le premier, ne semblent pas susceptibles d'apparaître à l'issue d'une macro-modélisation. C'est donc une stratégie par micro-modélisation qui est développée dans ce chapitre, sous l'hypothèse d'une liaison parfaite entre la brique et le mortier de chaux.

La seconde étape de la stratégie numérique consiste à choisir puis à valider les modèles de comportement à l'échelle des matériaux. Cette étape nécessite donc l'estimation des paramètres des modèles pour la brique et la chaux de construction, ainsi que pour la chaux de renfort. Ceux-ci sont, d'une part, partiellement déterminés à partir des essais réalisés sur chaque matériau, et d'autre part, ajustés par rapprochement entre les résultats expérimentaux (courbe déplacement-force) et les résultats numériques, ce qui implique de construire une modélisation de chacun des essais.

Enfin, la dernière étape de la stratégie numérique est la constitution d'une modélisation de la structure dans son ensemble. En toute logique, on devrait pouvoir s'attendre à retrouver par le calcul, le comportement observé expérimentalement, étant donnée la validation préalable des

modèles de chacun des matériaux constitutifs. Cependant, malgré le soin apporté au travail expérimental, des incertitudes demeurent dans la mise en œuvre d'une part, et d'autre part la modélisation ne peut représenter qu'imparfaitement les conditions réelles de l'essai. Ainsi, il peut être également nécessaire à ce stade d'ajuster une nouvelle fois les paramètres des modèles matériaux.

Le chapitre est organisé conformément à la stratégie numérique décrite, à partir de la seconde étape. Il est ainsi divisé en cinq parties présentant le modèle utilisé à l'échelle des matériaux, l'ajustement des paramètres du modèle, la constitution de la modélisation globale du mur, la comparaison aux résultats expérimentaux.

II. MODELE DE COMPORTEMENT UTILISE

Le modèle de comportement utilisé dans cette thèse est le modèle ENDO3D, faisant partie du modèle FLUENDO3D, fonctionnant dans l'environnement CAST3M [67], mis au point au LMDC Toulouse, et dédié à la simulation numérique du comportement non linéaire des matrices de géo matériaux. La loi de comportement de la matrice prend en compte à la fois les dommages localisés et diffus, les déformations permanentes induites par le fluage ou la plasticité, ainsi que les déformations de la matrice.

La fissuration de la matrice est simulée à l'aide de la théorie de l'endommagement. La méthode des fissures distribuées est utilisée. Le modèle fournit les orientations et les ouvertures des fissures localisées. Il peut également considérer la présence de défauts dans la matrice grâce à une théorie basée sur des considérations probabilistes. Les différentes composantes de ce modèle peuvent fonctionner seules ou ensemble, selon les intentions de l'utilisateur. Par exemple, si le module d'endommagement n'est pas requis, tous les autres modules restent actifs en invoquant le modèle avec la commande FLUAGE3D au lieu de la commande FLUENDO3D. Au contraire, si les modules de fluage ne sont pas nécessaires, la commande ENDO3D permet d'ignorer ces modules et de conserver les modules d'endommagement. Cependant, les modules plastiques et les modules chimiques sont toujours actifs. Mais, bien entendu, si les données relatives aux modules chimiques sont omises par les utilisateurs, les modules correspondants sont désactivés automatiquement.

Dans le cadre de notre travail, nous nous intéressons au comportement mécanique seul sans fluage, c'est donc ENDO3D qui sera utilisé, avec l'estimation nécessaire des paramètres mécaniques élastiques, plastiques et d'endommagement.

Le modèle ENDO3D est applicable en 3D et pour un matériau isotrope, dans sa version actuelle. Il est basé, pour la gestion de la phase plastique, sur le critère de Drucker-Prager en compression et cisaillement, et le critère de Rankine en traction.

Le critère de Drucker-Prager représente une extension du critère de Von Mises, spécialement conçu pour les matériaux granulaires (équation (4.1)). Il se présente comme un critère énergétique visant à évaluer la déformation maximale lors de la compression et du cisaillement plastiques. Il prend en compte la présence de microfissures dans le matériau, lesquelles sont influencées par la pression de confinement. Cette pression contribue à renforcer la résistance du matériau en favorisant la microfissuration. Le critère s'écrit :

$$f^{\text{DP},c} = \sqrt{\frac{\tilde{\sigma}_{ij}^d : \tilde{\sigma}_{ij}^d}{2}} + \delta \frac{\text{Tr}(\tilde{\sigma}_{ij})}{3} - \tilde{R}_c \left(\frac{1}{\sqrt{3}} - \frac{\delta}{3} \right) \quad (4.1)$$

Avec $\tilde{\sigma}_{ij}^d$ le tenseur des contraintes déviatoriques, δ le coefficient de confinement de Drucker-Prager, et \tilde{R}_c la résistance effective en compression.

Le critère de Rankine est écrit dans les directions principales de traction :

$$f_i^{\text{R},t} = \tilde{\sigma}_i - \tilde{R}_t \quad (4.2)$$

Où $\tilde{\sigma}_i$ ($i \in [I, II, III]$) est une contrainte principale de traction et \tilde{R}_t la résistance effective en traction.

Le critère de Drucker-Prager peut également être exprimé de façon alternative (4.3).

$$f^{\text{DP},c} = \tau_{\text{eq}} - \tau_0 + p\delta \quad (4.3)$$

En utilisant la contrainte de cisaillement équivalente τ_{eq} , on peut établir que pour assurer que le critère de Rankine en traction soit atteint avant le critère de Drucker-Prager, une valeur seuil de plasticité $\tilde{R}_{c,0}$ est définie. Cette valeur doit satisfaire les deux conditions spécifiées dans l'équation (4.4).

$$\tilde{R}_{c,0} \geq \tilde{R}_t \frac{3\delta}{\sqrt{3}-\delta} \quad \text{et} \quad \tilde{R}_{c,0} \geq \tilde{R}_t \frac{\sqrt{3}+\delta}{\sqrt{3}-\delta} \quad (4.4)$$

Les déformations plastiques apparaissent dès que les critères s'annulent. La plasticité est associée en traction, tandis qu'elle est non associée en compression / cisaillement, et gérée dans ce cas par un critère indépendant. Ce dernier fait intervenir le coefficient de dilatance β , contrôlant la dilatance, selon l'équation (4.5).

$$F^{DP} = \sqrt{\frac{\tilde{\sigma}_{ij}^d \cdot \tilde{\sigma}_{ij}^d}{2}} + \beta \frac{\text{Tr}(\tilde{\sigma}_{ii})}{3} \quad (4.5)$$

Lorsque $\beta=0$ l'écoulement plastique se produit sans dilatance.

Les déformations plastiques en traction peuvent être atténuées par la re-fermeture partielle des fissures, selon le critère suivant :

$$f_i^{R,r} = \begin{cases} (-\tilde{\sigma}_i) - \tilde{R}_r & (i \in [I, II, III]) \text{ si } \varepsilon_i^{pl,t} > 0 \\ 0 & \text{si } \varepsilon_i^{pl,t} \leq 0 \end{cases} \quad (4.6)$$

Où \tilde{R}_r est la contrainte de re-fermeture de fissure.

Dans la phase pré-pic, un endommagement en compression D est considéré, et conduit à ce que la résistance R_c diffère de la résistance effective au pic de compression $\tilde{R}_c = E \varepsilon_{peak,c}$, où $\varepsilon_{peak,c}$ correspond à la déformation atteinte au pic, pour une contrainte égale à R_c , et E est le module d'Young. L'endommagement pré-pic s'écrit :

$$D = 1 - \frac{R_c}{\tilde{R}_c} \quad (4.7)$$

Dans la phase post-pic, l'endommagement par compression / cisaillement D^s associé au critère de Drucker-Prager est supposé entraîné par la dilatance plastique $\text{Tr}(\bar{\varepsilon}^{pl,s})$.

$$D^s = \begin{cases} \frac{\text{Tr}(\bar{\varepsilon}^{pl,s}) - \varepsilon^{th,s}}{\text{Tr}(\bar{\varepsilon}^{pl,s}) - \varepsilon^{th,s} + \varepsilon^{k,s}} & \text{si } \bar{\varepsilon}^{pl,s} > \varepsilon^{th,s} \\ 0 & \text{si } \bar{\varepsilon}^{pl,s} \leq \varepsilon^{th,s} \end{cases} \quad (4.8)$$

avec $\bar{\varepsilon}^{pl,s}$ la matrice de déformation plastique en cisaillement, $\varepsilon^{th,s} = \text{Tr} \bar{\varepsilon}_{peak}^{pl,s}$ le seuil de dilatance et $\varepsilon^{k,s}$ la déformation caractéristique pour l'endommagement en compression / cisaillement. Notons que si la plasticité commence au pic de la compression, alors ($\varepsilon^{th,s} = 0$). Le modèle ENDO3D fournit en sortie de nombreuses quantités d'intérêt dont les plus importantes pour notre travail sont l'ouverture de fissure, l'endommagement en traction (DTRA) et l'endommagement en compression / cisaillement (DCOM). Ces quantités sont fournies aux points de Gauss du maillage.

Le **Tableau 4.1** présente les paramètres du modèle avec leur définition et leur unité.

Tableau 4.1 : Définition et unité des paramètres utilisés dans ENDO3D

Paramètre	Symbole	Définition du paramètre	Unité
YOUN	E	Module de Young	MPa
NU	ν	Coefficient de Poisson	-
RT	R_t	Resistance en traction	MPa
EPT	$\epsilon_{\text{peak,t}}$	Déformation au pic de traction	-
GFT	Gf^t	Energie de fissuration en traction	MJ/m ²
REF	\tilde{R}_r	Contrainte de re-fermeture de fissure	MPa
GFR	Gf^r	Energie de re-fermeture en traction	MJ/m ²
RC	R_c	Résistance en compression	MPa
EPC	$\epsilon_{\text{peak,c}}$	Déformation au pic de compression	-
DCPK	D	Endommagement au pic de compression	-
DELTA	δ	Coefficient de confinement dans Drucker Prager (coefficient d'effet de confinement qui tient compte des effets de la pression hydrostatique sur la résistance au cisaillement)	-
BETA	β	Coefficient de dilatance	-
EKDC	$\epsilon^{k,s}$	Déformation caractéristique pour l'endommagement de compression	-

III. ESTIMATION DES PARAMETRES DU MODELE ENDO3D

Chaque paramètre peut être déterminé à partir d'un essai expérimental pratiqué sur un des matériaux constitutifs (brique, chaux de construction, chaux de renfort).

Les paramètres YOUN, NU, RC, EPC, DCPK, BETA et EKDC sont des paramètres de compression et peuvent être déterminés à partir d'un essai de compression simple sur cylindre.

Les paramètres RT, EPT et GFT sont des paramètres de traction et sont déterminés à partir d'un essai de traction directe ou de flexion 3 points sur prisme.

Finalement, DELTA, qui est le paramètre de confinement de Drucker-Prager, peut être déterminé à partir d'un essai sur une structure réduite (sandwich ou muret) ou estimé directement sur un essai sur la structure complète (lorsqu'il y a application d'un confinement).

L'accès au comportement post-pic des matériaux ou des structures est requis pour pouvoir estimer les paramètres BETA, EKDC, DELTA et GFT qui contrôlent la décharge. Ainsi, pour

les essais expérimentaux de même que pour le calcul, un chargement par déplacement imposé est appliqué.

III.1. Essais sur matériaux

III.1.1. Essai de compression

Pour le calage des paramètres cités plus haut, un essai de compression simple sur cylindre selon la norme NF EN 12390-13 [79] (cf. Chapitre 2 section II.2.1) a été réalisé sur 4 éprouvettes de brique, 4 éprouvettes de chaux et 3 éprouvettes de chaux de renfort.

Les éprouvettes de brique sont de dimensions $D = 3$ cm, $h = 5$ cm (éprouvettes carottées dans la brique, perpendiculairement à son plan), les éprouvettes de chaux sont de dimensions $D = 3.3$ cm, $h = 6$ cm (éprouvettes coulées).

L'essai est contrôlé en déplacement avec une vitesse de 0.2 mm/min pour la brique et 0.1 mm/min pour la chaux.

L'essai est interrompu lorsque la force appliquée chute de 60 % par rapport à la force maximale F_{max} . De cette façon, le comportement post-pic des matériaux peut être décrit.

La vidéo corrélation a été utilisée pour suivre les déformations sur la surface des éprouvettes.

La **Figure 4.1** montre l'aspect après rupture des éprouvettes testées :

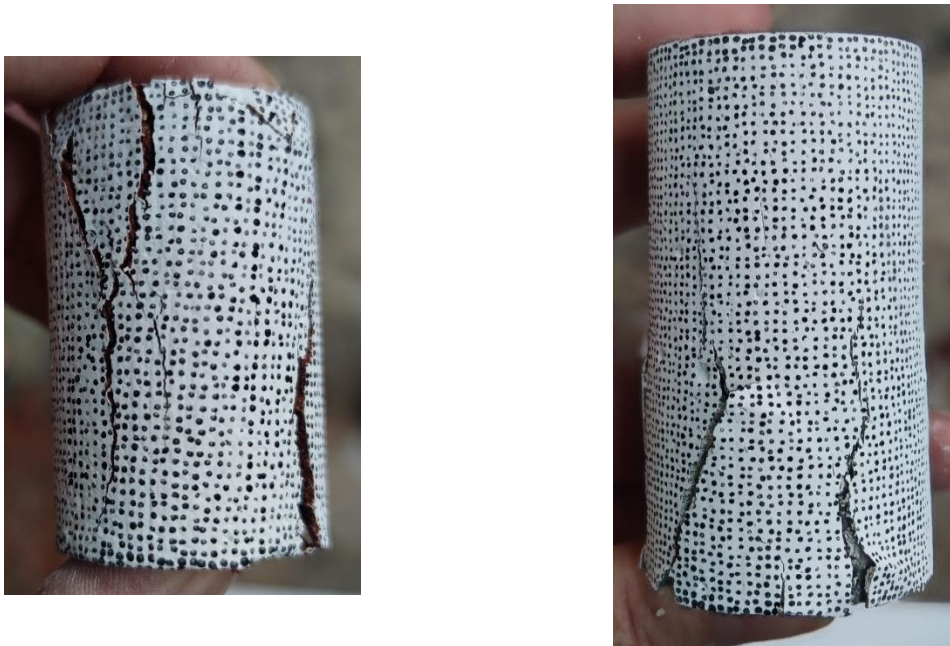


Figure 4.1 : Eprouvette de brique (gauche) et éprouvette de chaux (droite)

III.1.1.1. Estimation expérimentale des paramètres

La vidéo corrélation (DIC) a été utilisée pour obtenir le champ de déformations des éprouvettes cylindriques testées en compression, le traitement des résultats s'est fait avec le logiciel dédié à la vidéo corrélation VIC3D.

Un changement de repère a été nécessaire pour passer d'un repère plan à un repère cylindrique. Bien qu'implémenté en natif dans VIC3D, ce changement peut occasionner une perte de précision dans l'exploitation de la vidéo-corrélation. Il nous a ainsi paru nécessaire de disposer quatre extensomètres virtuels (voir Chapitre 2) horizontaux et quatre extensomètres virtuels verticaux sur chaque éprouvette pour extraire la déformation (voir **Figure 4.2**).

Faire varier la taille et la position des extensomètres était nécessaire pour vérifier l'uniformité théorique de la déformation selon une direction, et ainsi obtenir des valeurs de déformations verticales et horizontales sur la surface de l'éprouvette.

Des différences entre les déformations déduites des extensomètres sont inévitables, et peuvent être dues à la distribution locale du mouchetis et à l'efficacité de l'algorithme de traitement pour une surface non plane.

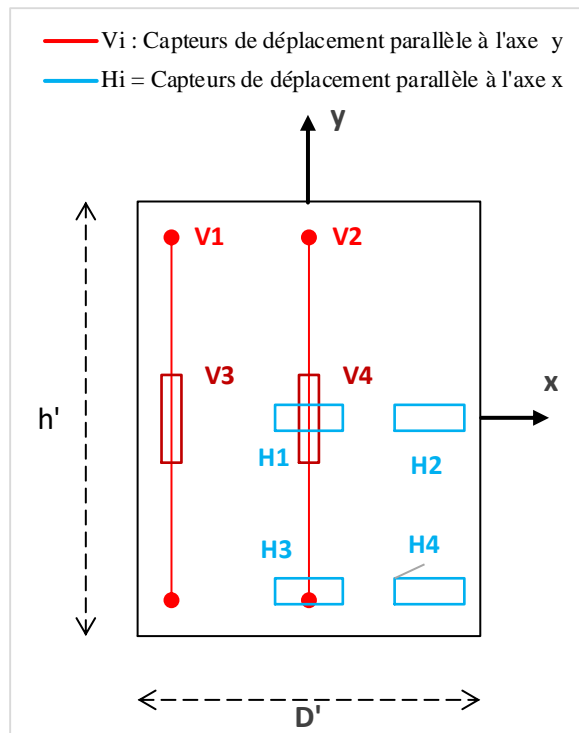


Figure 4.2 : Position des extensomètres virtuels sur les éprouvettes cylindriques

Les équations (4.9), (4.10) et (4.11) sont utilisées pour estimer respectivement la résistance à la compression (R_c), le module de Young (E) et le coefficient de poisson (ν). Ces paramètres sont portés sur la **Figure 4.3**.

$$R_c = \frac{F_{\max}}{S} \quad (4.9)$$

Avec R_c la résistance à la compression, F_{\max} la force maximale atteinte lors de l'essai et S la section de l'éprouvette.

$$E = \frac{\sigma_e}{\varepsilon_e} \text{ (Loi de Hooke)} \quad (4.10)$$

Avec σ_e et ε_e la contrainte et la déformation en phase élastique de comportement, respectivement. Le module d'Young correspond alors au coefficient directeur de la tendance linéaire établie sur une portion choisie de la branche pré-pic de la courbe contrainte / déformation axiales, entre les points 0 et 1a de la **Figure 4.3**.

$$\nu = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L} \quad (4.11)$$

Comme pour E , ν est déterminé en zone élastique avec ε_T la déformation transversale et ε_L la déformation longitudinale. Dans notre cas, la déformation transversale correspond à la déformation radiale ou circonférentielle. Connaissant E , ν est estimé à partir du coefficient directeur de la tendance linéaire de la courbe contrainte / déformation radiale, établi entre les points 0 et 1r de la **Figure 4.3**.

Connaissant la résistance en compression R_c , le module d'Young E et la déformation au pic $\varepsilon_{peak,c}$ on peut en déduire une estimation de l'endommagement pré-pic, selon l'équation (4.7).

Le coefficient de dilatance β peut être approché par l'équation (4.12) l'associant à l'augmentation de volume plastique :

$$\beta \approx \frac{d\varepsilon_r^{pl}}{d\varepsilon_a^{pl}} - 0.5 \quad (4.12)$$

Les incréments de déformation plastique sont déterminés entre les points 2a et 3a pour $d\varepsilon_a^{pl}$, et entre les points 2r et 3r pour $d\varepsilon_r^{pl}$.

La déformation caractéristique $\varepsilon^{k,s}$ contrôlant l'endommagement post-pic en complément de β , peut être estimée à partir de l'endommagement post-pic D^s , approché quant à lui par la relation (4.13).

$$D^s \approx 1 - \frac{\sigma}{R_c} \quad (4.13)$$

Selon l'équation (4.14) :

$$\varepsilon^{k,s} \approx \frac{|\varepsilon_a^{pl} + 2\varepsilon_r^{pl}|}{D^s} - |\varepsilon_a^{pl} + 2\varepsilon_r^{pl}| \quad (4.14)$$

Comme pour l'estimation de β , ce sont les branches 2a-3a et 2r-3r qui sont exploitées ici.

La **Figure 4.3** résume les paramètres en compression :

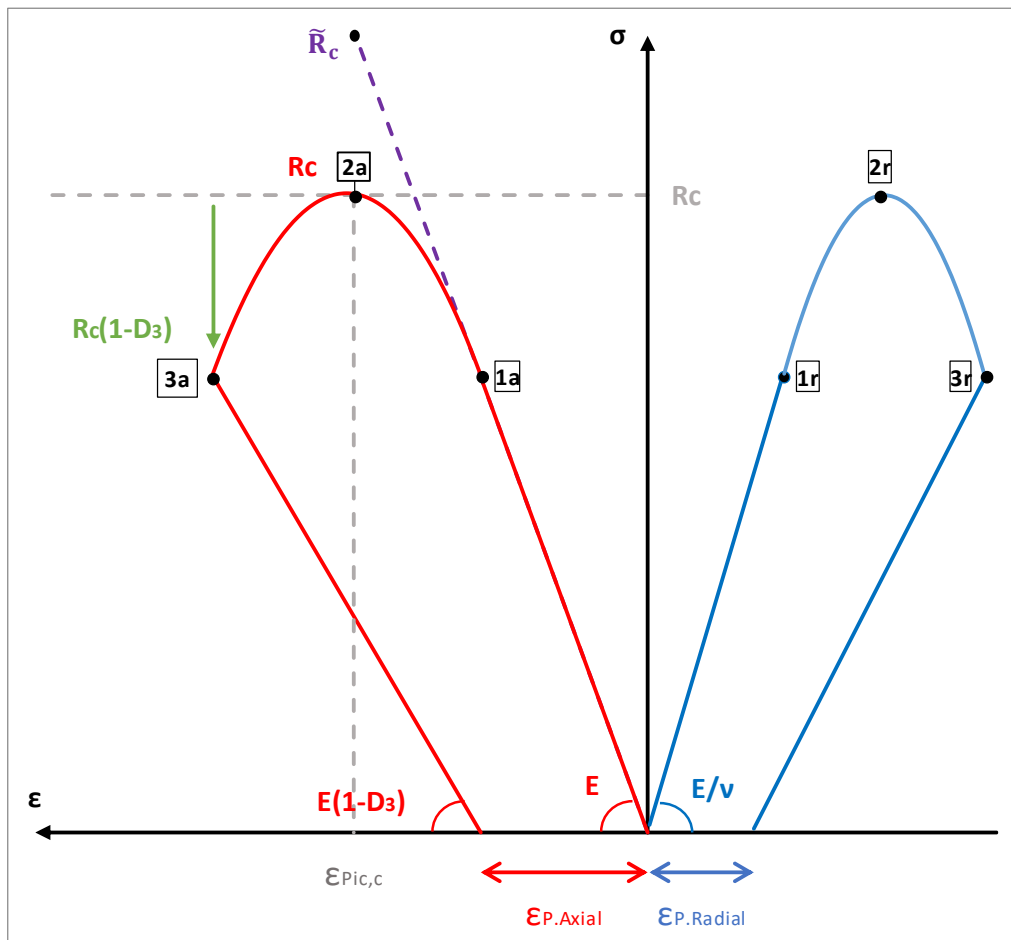


Figure 4.3 : Paramètres en compression pour le modèle ENDO3D

III.1.1.2. Modélisation

Le maillage volumique des cylindres est extrudé à partir du maillage d'un disque, comprenant 22 cordes sur sa périphérie, et translaté en 6 éléments sur la hauteur de l'éprouvette. Le maillage des cylindres est présenté dans la **Figure 4.4**.

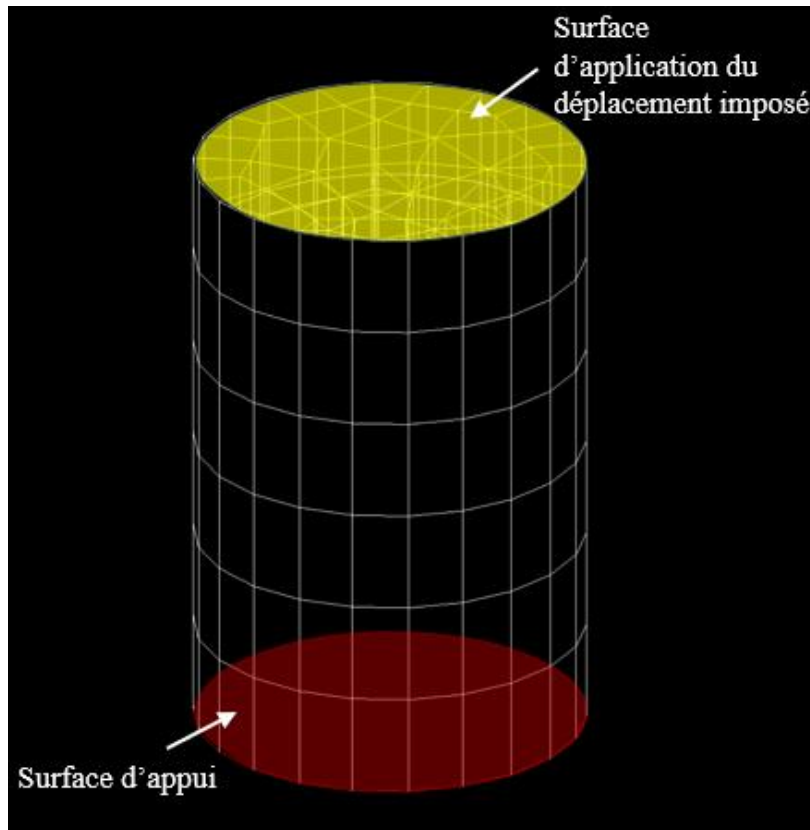


Figure 4.4: Maillage des éprouvettes cylindriques sur Cast3m

Le déplacement imposé est appliqué en face supérieure, tandis que la face inférieure est bloquée verticalement et son centre l'est dans les trois directions.

Aucun frettage de la face inférieure n'a pas été pris en compte, celui-ci étant très limité expérimentalement.

S'agissant d'un essai de compression simple uni axiale sur cylindre, la dépendance au maillage n'est pas à considérer. En effet, la forme cylindrique permet d'avoir une symétrie du comportement, et il n'y a pas de zone localisée favorable à la formation d'une fissure particulière.

III.1.1.3. Résultats sur brique

- Essais expérimentaux

La **Figure 4.5** illustre les courbes de contrainte/déformation axiale et radiale des cylindres de briques testées en compression, obtenues grâce aux extensomètres virtuels (**Figure 4.2**) fournissant les valeurs les mieux exploitables. Ax et Ra désignent respectivement Axial et Radial, B désigne Brique et le numéro désigne le numéro de l'éprouvette testée.

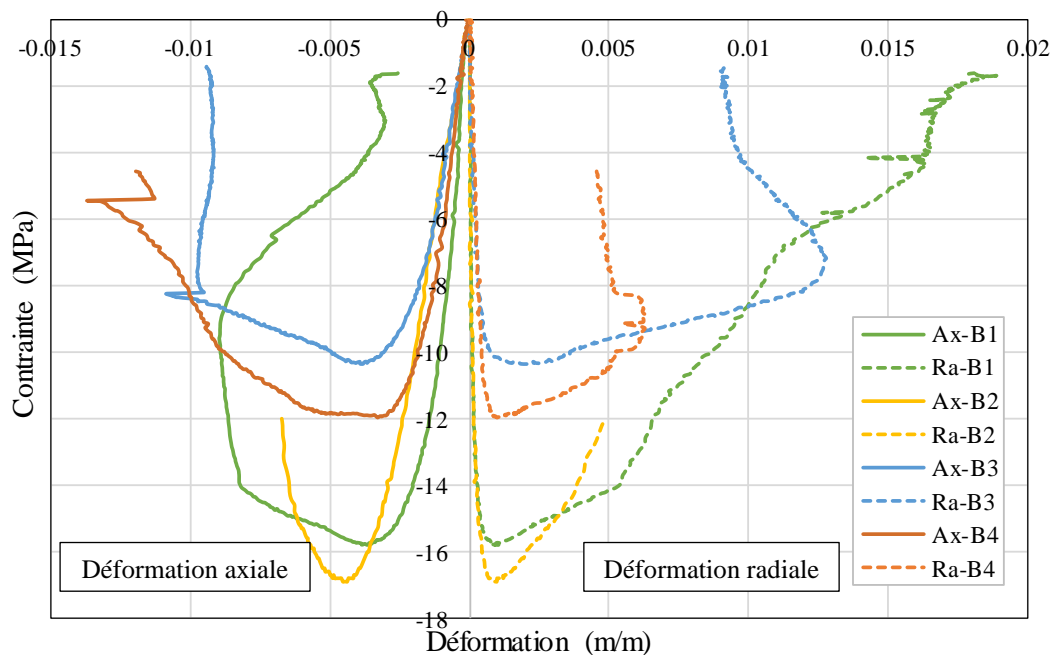


Figure 4.5 : Courbes de contrainte/déformation axiale et radiale des éprouvettes de brique testées en compression

On constate sur la **Figure 4.5** une forte variabilité des résultats des essais : la résistance en compression de la brique varie ainsi de 7 MPa sur l'ensemble des éprouvettes. Une telle variabilité résulte à la fois du matériau lui-même (l'argile constitutive) et du mode de fabrication artisanal des briques. Par ailleurs, les opérations de découpage et de rectification des échantillons peuvent également contribuer à la variabilité observée. On peut toutefois noter que tous les échantillons ont été extraits d'une seule et même brique avec un mode opérationnel identique, ce qui renforce l'idée d'une variabilité principalement due au matériau.

Domede [14] avait montré le caractère orthotrope de ces briques. Nous nous sommes limitée dans notre étude à une seule direction, perpendiculaire au plan de la brique. Il s'agit en effet de la direction majoritairement sollicitée dans le cas des murs. D'autre part, dans la version actuelle du modèle ENDO3D, le matériau est supposé isotrope, ce qui ne contrevient donc pas à notre expérimentation à l'échelle des éprouvettes et du mur.

La partie exploitable des courbes expérimentales, pour l'estimation des paramètres du modèle ENDO3D, comporte la branche pré-pic et une partie de la branche post-pic, pour laquelle la déformation croît. Les valeurs estimées des paramètres sont portées dans le **Tableau 4.2**.

Tableau 4.2 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur brique

Paramètres	Brique1	Brique2	Brique3	Brique4	Moyenne	Coefficient de variation (%)
YOUN	12609	4976	4862	7000	7362	49.36
NU	0.093	0.110	0.136	0.264	0.151	51.35
RC	15.77	16.87	10.33	11.97	13.74	22.53
EPC	3.66E-03	4.48E-03	3.81E-03	3.28E-03	3.81E-03	13.10
DCPK	0.66	0.24	0.44	0.48	0.46	37.36
EKDC	3.71E-02	2.28E-02	5.70E-02	2.67E-02	3.59E-02	42.65
BETA	0.46	0.60	0.65	0.42	0.53	20.83

La variabilité observée sur les courbes se reporte naturellement sur les valeurs estimées expérimentalement des paramètres. S'agissant d'éprouvettes de petites dimensions extraites d'une brique, il n'est pas étonnant de constater que les paramètres prennent localement des valeurs assez variables. Cela traduit la non-uniformité des propriétés à l'échelle d'une brique. Ces valeurs sont par la suite introduites comme valeurs initiales pour la modélisation.

- *Essais numériques*

La **Figure 4.6** montre les déformations moyennes obtenues après ajustement des paramètres du modèle ENDO3D pour les quatre éprouvettes de brique, ainsi qu'une comparaison avec les essais expérimentaux.

Les courbes obtenues avec le modèle se superposent aux courbes expérimentales, de façon quasi-parfaite pour la branche pré-pic et une partie de la branche post-pic. Les valeurs expérimentales des déformations sur cette branche restent approximatives au-delà d'un certain avancement des dommages sur l'éprouvette, du fait de la perte de précision de la vidéo-corrélation occasionnée par le développement des fissures. On note par exemple une décroissance des déformations alors que l'essai est réalisé en déplacement imposé.

Les paramètres moyens après ajustement sont résumés dans le **Tableau 4.3**

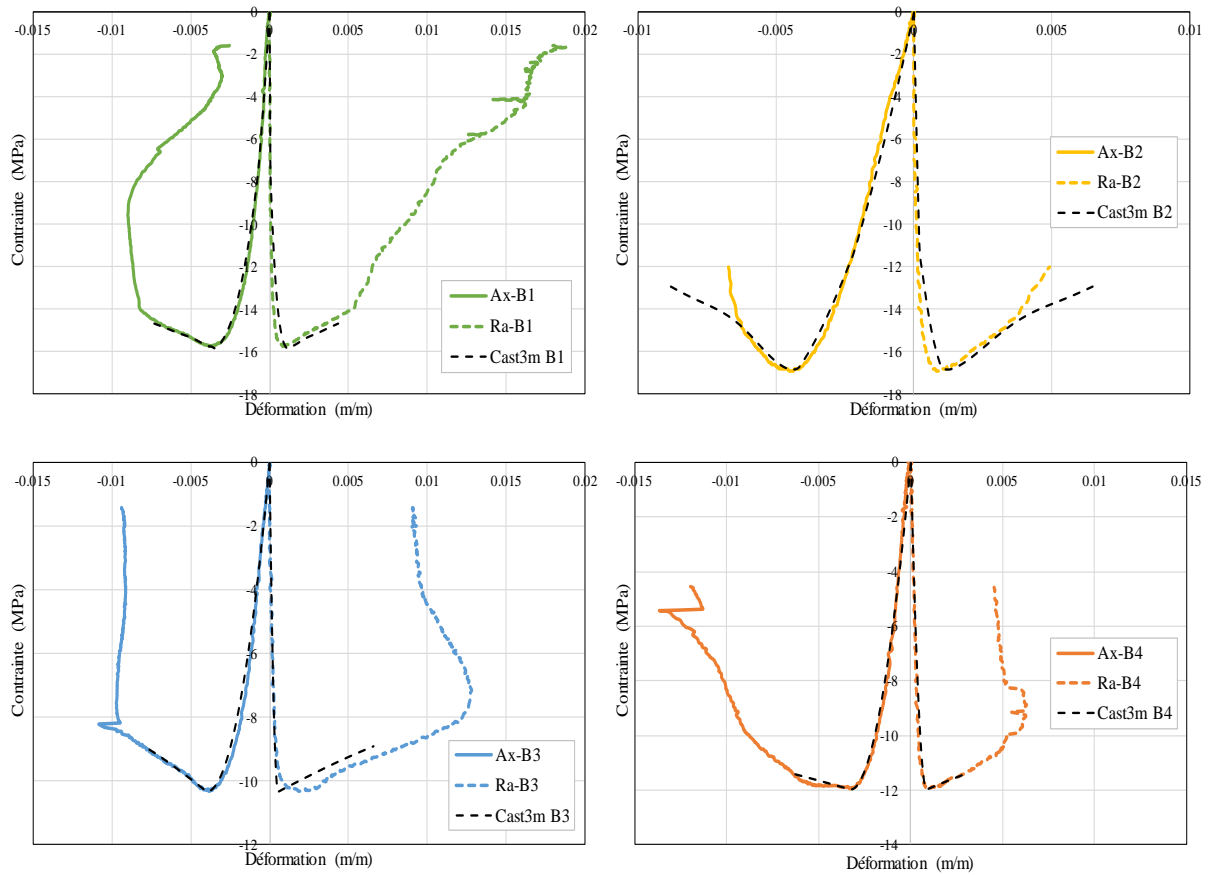


Figure 4.6 : Calage des paramètres en compression des éprouvettes de brique

Tableau 4.3 : Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l’essai de compression sur brique

Paramètres cast3m	Brique 1	Brique 2	Brique 3	Brique 4	Moyenne	Coefficient de variation (%)
E	12000.0	6100.0	5500.0	7000.0	7650.0	38.76
NU	0.074	0.095	0.136	0.264	0.142	59.86
RC	15.77	16.8	10.33	11.97	13.72	22.38
EPC	3.66E-03	4.40E-03	4.00E-03	3.28E-03	3.84E-03	12.45
DCPK	0.45	0.25	0.60	0.48	0.44	34.09
DELTA	0.64	1.10	1.40	0.60	0.94	41.08
EKDC	3.36E-02	2.00E-02	5.10E-02	2.67E-02	3.28E-02	40.55
BETA	0.32	0.55	0.70	0.30	0.47	40.43

La valeur de DELTA (par simplification) est fixée à environ 2 fois la valeur de BETA, avant d’être proprement ajustée.

On constate que les valeurs ajustées des paramètres peuvent parfois s’écarter sensiblement des valeurs estimées expérimentalement. Cela n’est pas surprenant, du fait que des imprécisions existent à la fois sur les mesures et leur exploitation. A l’instar des résultats expérimentaux, les paramètres ajustés montrent également une grande variabilité entre éprouvettes.

III.1.1.4. Résultats sur chaux de construction

Figure 4.7 illustre les courbes de contrainte/déformation axiale et radiale des cylindres de chaux de construction testée en compression.

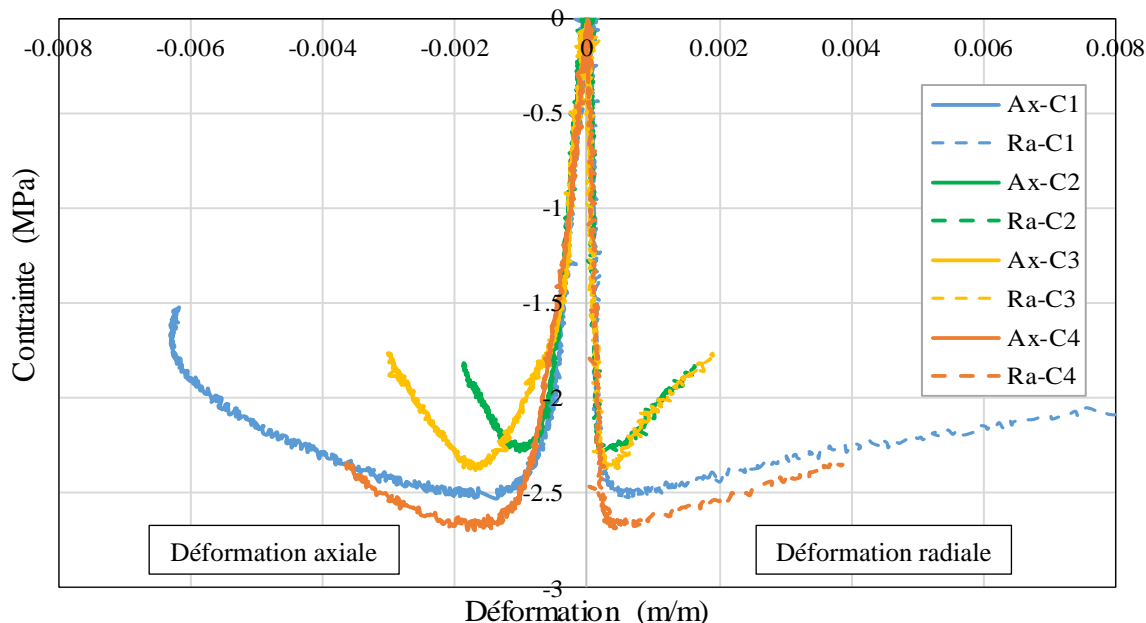


Figure 4.7 : Courbes de contrainte/déformation axiale et radiale des éprouvettes de chaux testées en compression

Sur les courbes de contrainte/déformation de la chaux, on observe moins de variabilité que sur la brique. Cela est dû au procédé de fabrication industrialisée de la chaux elle-même, mais aussi à la réalisation des éprouvettes (absence d'usinage sur le matériau une fois durci).

Les éprouvettes de chaux ont une résistance et un module d'Young plus faibles que ceux de la brique, avec une déformation moins élevée. L'inverse est observé pour le coefficient de Poisson.

Les valeurs des paramètres estimées expérimentalement sont portées dans le **Tableau 4.4**.

Tableau 4.4 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur chaux de construction

Paramètres	Chaux 1	Chaux 2	Chaux 3	Chaux 4	Moyenne	Coefficient de variation (%)
YOUN	3880	3412	4000	3499	3698	7.74
NU	0.449	0.288	0.385	0.251	0.343	26.32
RC	2.532	2.286	2.381	2.699	2.474	7.31
EPC	1.37E-03	1.02E-03	1.69E-03	1.70E-03	1.44E-03	22.31
DCPK	0.52	0.34	0.65	0.55	0.51	24.76

EKDC	3.57E-02	7.30E-03	2.92E-03	2.39E-02	1.74E-02	86.85
BETA	0.49	0.52	0.36	0.54	0.48	17.22

- Essais numériques

La **Figure 4.8** montre les déformations moyennes obtenues après ajustement des paramètres du modèle ENDO3D.

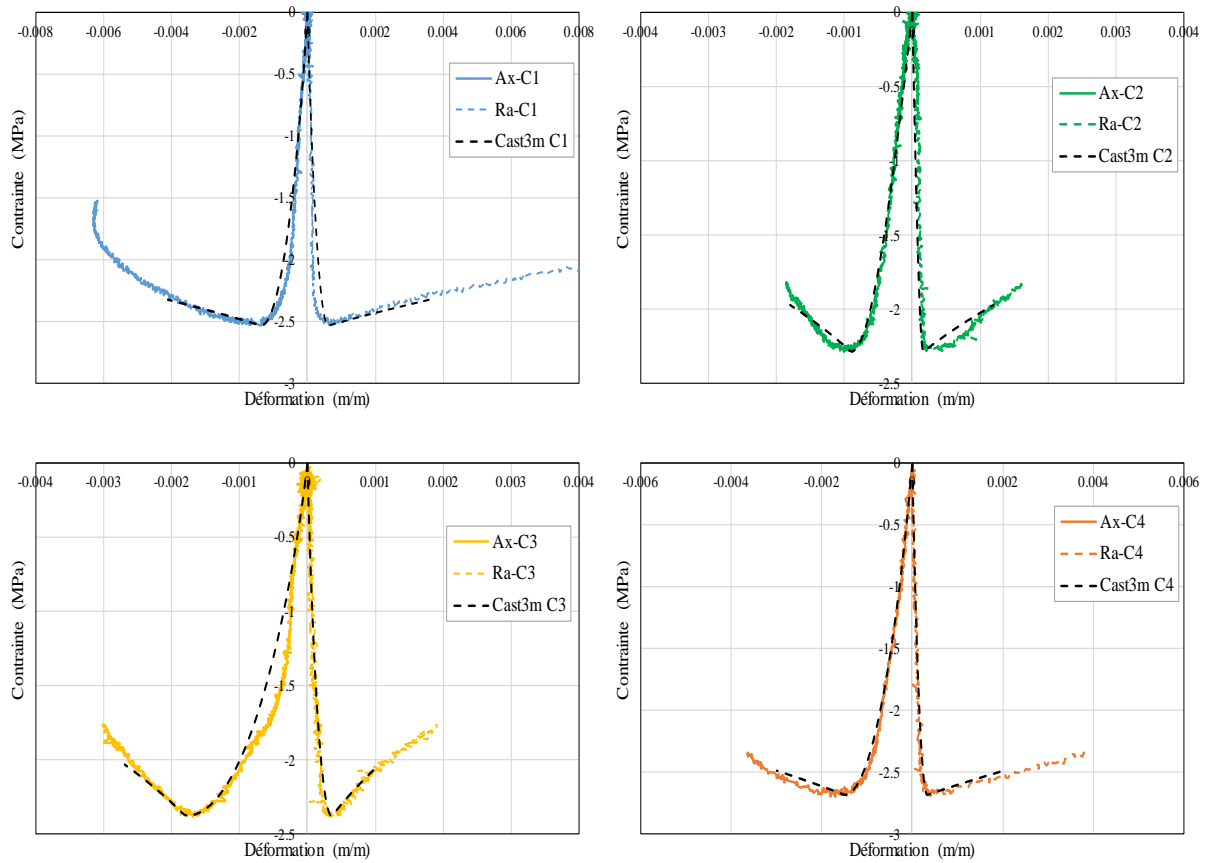


Figure 4.8 : Calage des paramètres en compression des éprouvettes de chaux

Comme précédemment on peut constater que les résultats du calcul corroborent de façon très satisfaisante les résultats expérimentaux, ce qui traduit la bonne qualité de l'ajustement. Les paramètres ajustés sont résumés dans le **Tableau 4.5**.

Tableau 4.5: Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur chaux de construction

Paramètres Cast3m	Chaux 1	Chaux 2	Chaux 3	Chaux 4	Moyenne	Coefficient de variation (%)
E	4700.0	4000.0	4200.0	4200.0	4275.0	6.98
NU	0.449	0.180	0.200	0.220	0.262	48.09
RC	2.530	2.286	2.380	2.680	2.469	7.01
EPC	1.37E-03	9.00E-04	1.80E-03	1.50E-03	1.39E-03	26.91
DCPK	0.608	0.400	0.800	0.710	0.630	27.30
DELTA	0.98	0.80	0.54	0.60	0.73	27.40
EKDC	3.57E-02	7.30E-03	2.92E-03	2.39E-02	1.75E-02	86.86

BETA	0.490	0.521	0.270	0.510	0.448	26.56
------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

III.1.1.5. Résultats sur chaux de renfort

- Essais expérimentaux

La **Figure 4.9** illustre les courbes de contrainte/déformation axiale et radiale des cylindres de chaux de renfort testée en compression. Cette chaux est celle dénommée « Chaux1 » dans la campagne expérimentale (Chapitre 3 section II.2.2).

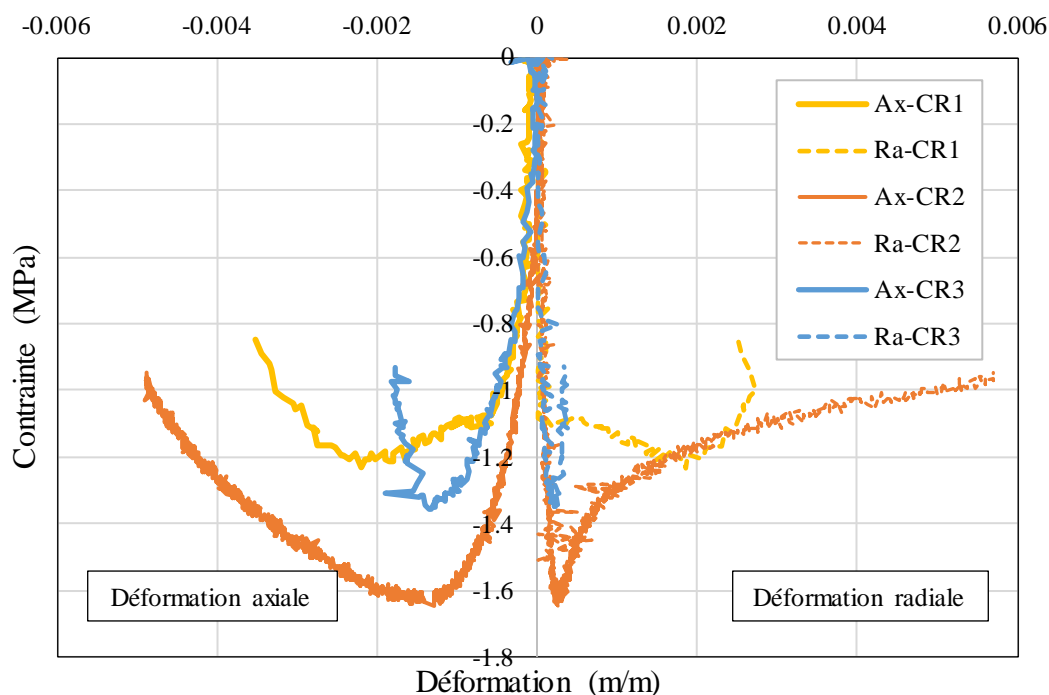


Figure 4.9 : Courbes de contrainte/déformation axiale et radiale des éprouvettes de chaux de renfort testées en compression

Les valeurs des paramètres estimés expérimentalement sont portées dans le **Tableau 4.6**.

La chaux de renfort est globalement plus rigide que la chaux de construction, mais également moins résistante. On observe une variabilité assez marquée en fonction de l'éprouvette testée, ainsi qu'une fluctuation des mesures de déformation par vidéo corrélation. Cette fluctuation en rend le traitement plus délicat et l'estimation expérimentale des paramètres du modèle plus approximative. Il est également possible que la présence de singularités dans cette chaux soit davantage accentuée par la faible dimension des éprouvettes, que dans le cas de la chaux de construction, notamment du fait de sa plus faible densité.

Tableau 4.6 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur chaux de renfort

Paramètres	CR1	CR2	CR3	Moyenne	Coefficient de variation (%)
YOUN	3254	2365	2251	2623	20.93
NU	0.371	0.286	0.263	0.307	18.46
RC	1.23	1.65	1.36	1.41	15.05
EPC	2.21E-03	1.29E-03	1.32E-03	1.61E-03	32.37
DCPK	0.83	0.46	0.54	0.61	31.43
EKDC	4.12E-03	8.92E-03	1.77E-03	4.93E-03	73.84
BETA	0.51	0.41	0.52	0.48	12.16

- Essais numériques

La **Figure 4.10** montre les déformations moyennes obtenues après ajustement des paramètres du modèle ENDO3D, à partir de leur estimation expérimentale.

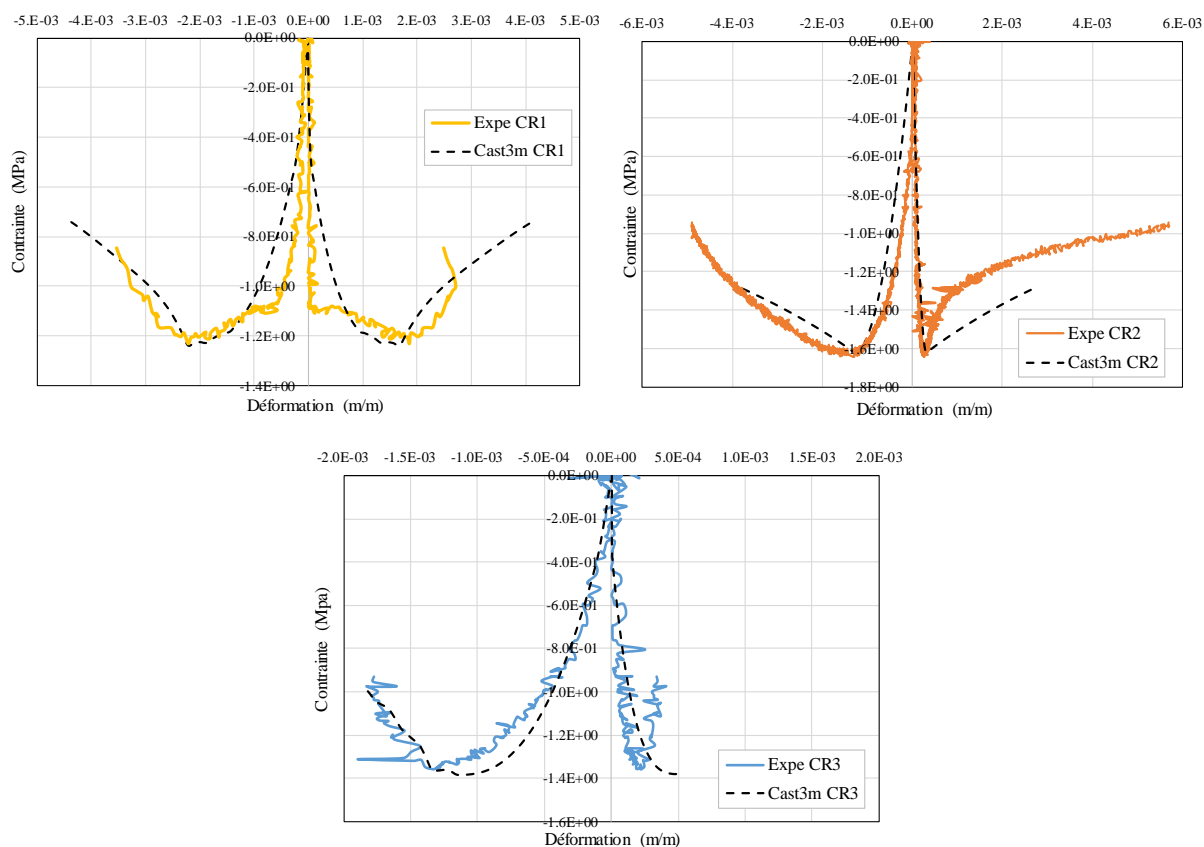


Figure 4.10 : Ajustement des paramètres en compression des éprouvettes de chaux de renfort

Contrairement aux précédentes éprouvettes de chaux de construction ou de brique, le processus de calibration des paramètres de la chaux de renfort s'est avéré complexe. En raison des variations observées sur les courbes expérimentales et des propriétés relativement faibles du matériau, les courbes générées par le modèle ne présentent qu'une superposition partielle avec les courbes expérimentales. Les paramètres après ajustement sont présentés dans le **Tableau**

4.7. Les valeurs ajustées numériquement se rapprochent de celles estimées expérimentalement, malgré le contexte difficile d'exploitation des résultats des mesures.

Tableau 4.7 : Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l'essai de compression sur chaux de renfort

Paramètres Cast3m	CR 1	CR 2	CR 3	Moyenne	Coefficient de variation (%)
E	2741.0	2365.0	2251.0	2452.3	10.46
NU	0.370	0.236	0.263	0.290	24.47
RC	1.23	1.62	1.36	1.40	14.15
EPC	2.21E-03	1.29E-03	1.27E-03	1.59E-03	33.78
DCPK	0.462	0.562	0.430	0.485	14.21
DELTA	1.00	0.82	0.90	0.91	9.95
EKDC	4.12E-03	8.92E-03	4.07E-03	5.70E-03	48.85
BETA	0.51	0.41	0.45	0.46	11.02

III.1.2. Essai de traction

Pour l'estimation des paramètres cités dans la section III.1.1.1, un essai de traction par flexion 3 points sur prismes $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ a été réalisé selon la norme NF EN 135. Il s'agit d'un essai dont la mise en œuvre est plus simple que celle d'un essai de traction directe, et dont les résultats restent pertinents dans le cas de notre étude. 2 éprouvettes de brique, 3 éprouvettes de chaux de construction et 3 éprouvettes de chaux de renfort ont été testées. Comme pour l'essai en compression simple, les éprouvettes de briques ont été extraites d'une brique par sciage, tandis que les éprouvettes de chaux ont été fabriquées.

L'essai est contrôlé en déplacement avec une vitesse de chargement égale à 1 mm/min pour la brique et pour la chaux.

La flèche a été mesurée à l'aide d'un capteur LVDT disposé sur une réglette pour supprimer dans la mesure l'effet de l'écrasement au niveau des appuis (voir **Figure 4.11**). Les appuis de la réglette n'étant pas au droit des appuis de l'éprouvette une légère correction a été appliquée à la flèche mesurée.

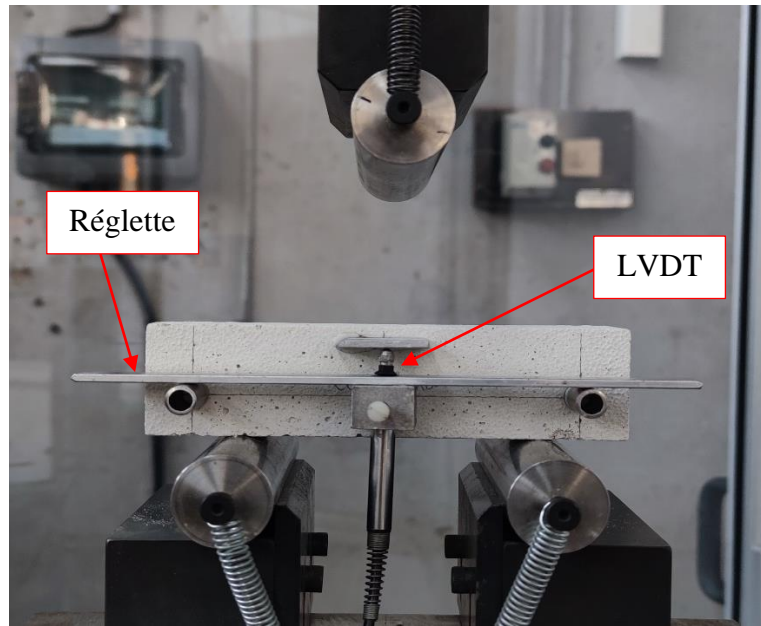


Figure 4.11 : Dispositif de l'essai de flexion sur éprouvettes 4×4×16

III.1.2.1. Estimation expérimentale des paramètres

L'équation pour déterminer la résistance à la traction par flexion est la suivante :

$$R_t = \frac{3F_{\max}l}{2bh^2} \quad (4.15)$$

où l est la longueur entre appuis ($l = 10$ cm) et b et h sont les dimensions de la section de l'éprouvette.

L'énergie de fissuration (G_f^t) est calculée selon l'équation (4.16).

$$\begin{aligned} G_f^t &= l_I \left(\frac{(R_t)^2}{2E(1 - D_0^t)} \right) + \int_0^\infty (1 - D_0^t)(1 - D_1^t) \tilde{\sigma}_I^+ d\varepsilon \\ &= R_t \int_0^\infty (1 - D_0^t) d\omega_I^{pl,t,\max} = R_t \omega_I^{k,t} \end{aligned} \quad (4.16)$$

Avec l_I la taille de l'élément fini dans la direction principale I, R_t la résistance à la traction, D_0^t est l'endommagement diffus isotrope en traction pré-pic, D_1^t l'endommagement post-pic de traction dans la direction principale I, $\tilde{\sigma}_I^+$ la contrainte effective positive dans la direction principale I, $\omega_I^{pl,t,\max}$ représente la valeur maximale atteinte par l'ouverture de fissure et $\omega_I^{k,t}$ représente une ouverture de fissure caractéristique, calculée de manière à ce que le travail fourni pour propager la fissure soit égal à l'énergie de fissuration surfacique de traction G_f^t .

L'énergie de fissuration G_{ft} peut être approchée comme l'aire sous la courbe de force/flèche (voir **Figure 4.12**), et s'exprime en J. Dans notre cas, cette grandeur est divisée par la section de l'éprouvette et s'exprime en MJ/m^2 .

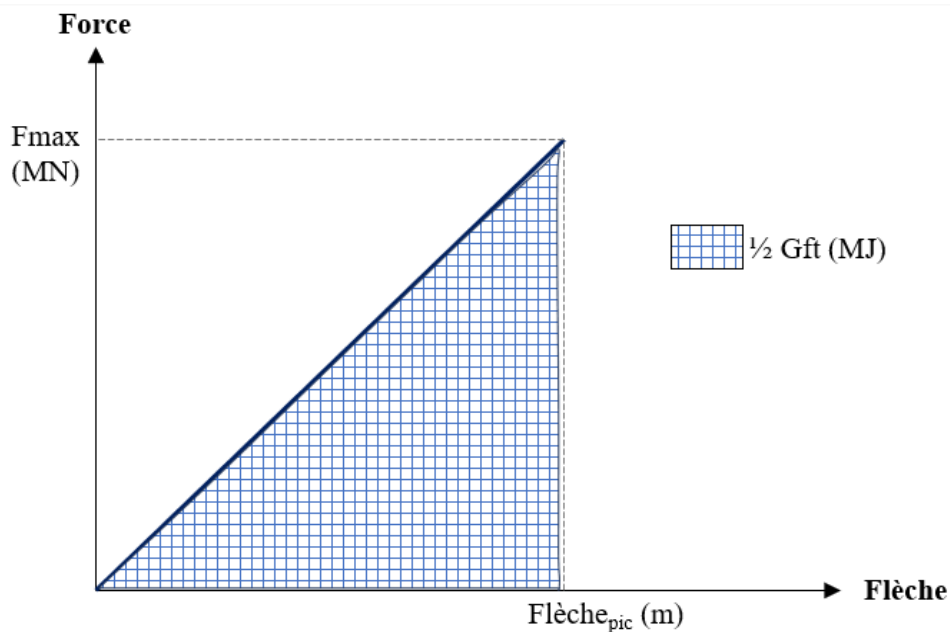


Figure 4.12 : Calcul de l'énergie de fissuration G_{ft}

L'essai de flexion 3 points permet également d'estimer le module d'Young à partir du coefficient directeur de la tendance linéaire de la courbe flèche/force, en intégrant la contribution de la déformation due au cisaillement.

III.1.2.2. Modélisation

Afin de pouvoir localiser la fissure là où elle est sensée se propager, et ainsi approcher au mieux le comportement réel de l'éprouvette, un maillage fin de largeur 2 mm est imposé sur la section médiane de l'éprouvette comprenant 10 éléments sur la largeur et 30 sur la hauteur de la section. Un maillage plus lâche comprenant 8 éléments sur la largeur et 8 sur la hauteur de la section est appliqué au-delà de la section d'appui. En fonction de leur emplacement les éléments finis sont des CUB8 ou des PRI6.

La **Figure 4.13** illustre le maillage utilisé :

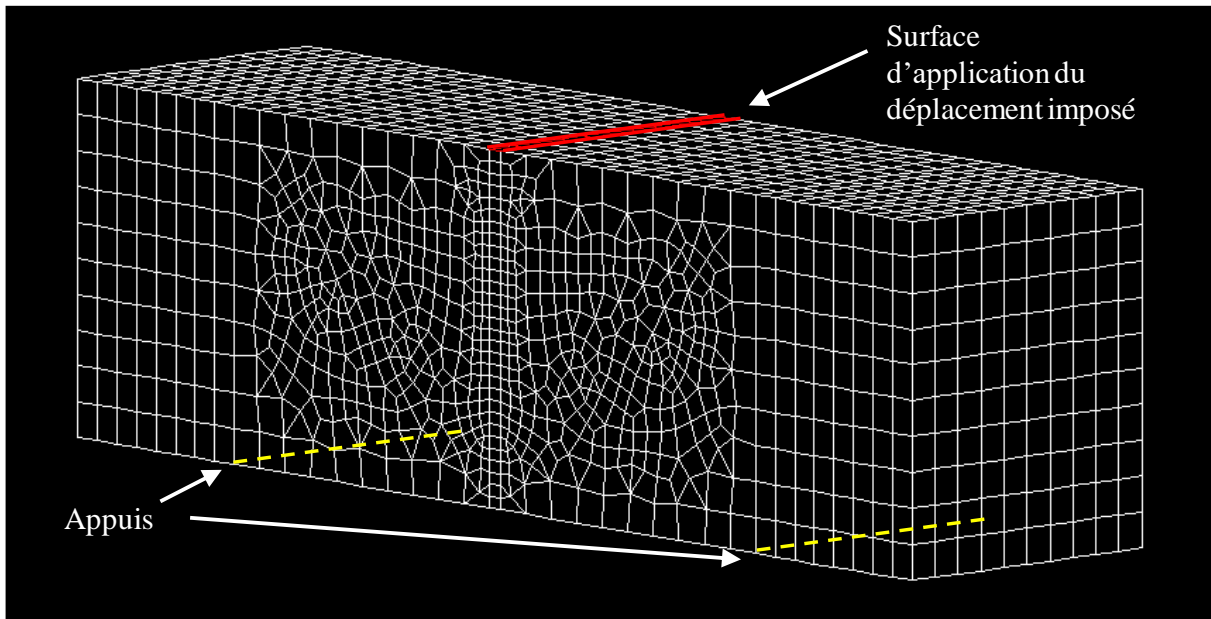


Figure 4.13 : Maillage des éprouvettes prismatiques sur Cast3m

La surface d'application du déplacement imposé correspond à la face supérieure du maillage central de l'éprouvette. Les nœuds constituant l'appui à gauche sont bloqués dans les trois directions, tandis que ceux constituant l'appui à droite le sont dans deux directions (libres dans le sens longitudinal). Le déplacement extrait du calcul pour comparaison avec l'expérimentation est celui du point central de l'éprouvette situé à mi-hauteur, mi-largeur et mi-travée.

III.1.2.3. Résultats sur brique

- Essais expérimentaux

La **Figure 4.14** illustre les courbes de Force/flèche des éprouvettes de briques testées en flexion 3 points.

Sur les courbes de force/flèche de la brique, à l'instar des résultats des essais de compression sur cylindres, une certaine variabilité est observée.

Malgré une résistance similaire pour les deux éprouvettes, le module de Young (E) est plus faible pour la Brique 2 que pour la Brique 1. Les valeurs des paramètres estimées expérimentalement sont portées dans le Tableau 4.8.

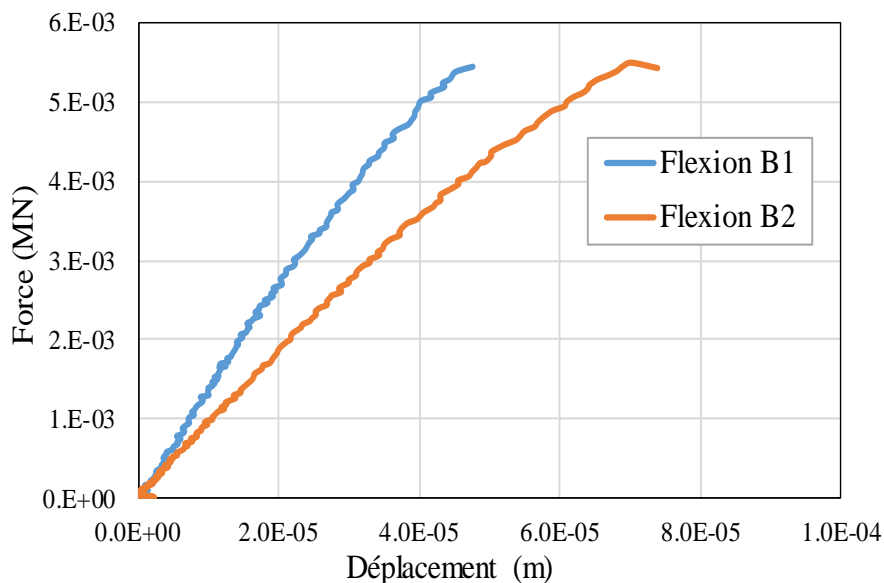


Figure 4.14 : Courbes force/flèche des éprouvettes de brique testées en flexion 3 points.

Tableau 4.8 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l'essai de traction par flexion sur brique

Paramètres	Brique1	Brique2	Moyenne	Coefficient de variation (%)
YOUN	14745	10322	12533.6	24.96
RT	9.24	9.35	9.30	0.84
EPT	6.27E-04	9.06E-04	7.66E-04	25.77
GFT	4.24E-04	6.56E-04	5.40E-04	30.42

- Essais numériques

La Figure 4.15 montre les courbes force/déplacement obtenues après ajustement des paramètres du modèle ENDO3D.

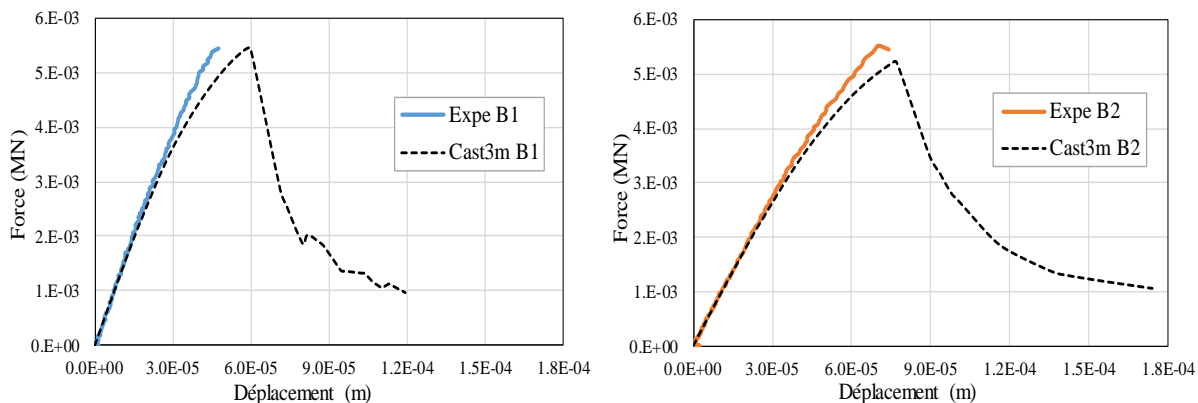


Figure 4.15 : Ajustement des paramètres de traction sur Cast3m des éprouvettes de brique

Les courbes obtenues avec le modèle se superposent aux courbes expérimentales, de façon quasi-parfaite pour la branche pré-pic. La branche post-pic est absente à cause de la rupture fragile du matériau. Les valeurs ajustées du module d'Young, portées dans le **Tableau 4.9**, peuvent paraître bien supérieures à celles issues de l'essai en compression. On pourrait cependant considérer qu'elles sont davantage représentatives du comportement moyen, car d'une part elles concernent un volume plus important de matériau (300 cm³ contre 33 cm³), et d'autre part intègrent du fait de la flexion à la fois le comportement en traction et celui en compression.

Tableau 4.9 : Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l'essai de traction par flexion sur brique

Paramètres Cast3m	Brique 1	Brique 2	Moyenne	Coefficient de variation (%)
E (MPa)	14745	10322	12533.5	24.95
RT (MPa)	6.00	6.60	6.30	6.67
GFT (MJ/m ²)	5.64E-05	9.00E-05	7.32E-05	32.36
EPT	4.07E-04	6.39E-04	5.23E-04	31.36

III.1.2.4. Résultats sur chaux de construction

- Essais expérimentaux

La **Figure 4.16** illustre les courbes de Force/flèche des éprouvettes de chaux de construction testées en flexion 3 points.

Les résultats de l'essai de flexion 3 points sur la chaux de construction montrent une certaine variabilité du module et de la contrainte à la rupture, quoique que moins marquée que celle observée pour la brique. On ne note pas pour la chaux de différence significative entre les modules d'Young en fonction de l'essai réalisé, compression ou traction par flexion. Ce constat est à mettre sur le compte du mode d'obtention du matériau, les éprouvettes ayant été fabriquées à partir de la même gâchée pour les deux types d'essais. Les sources de variabilité, bien qu'existantes, demeurent donc moindres.

Les valeurs des paramètres estimées expérimentalement sont portées dans le **Tableau 4.10**.

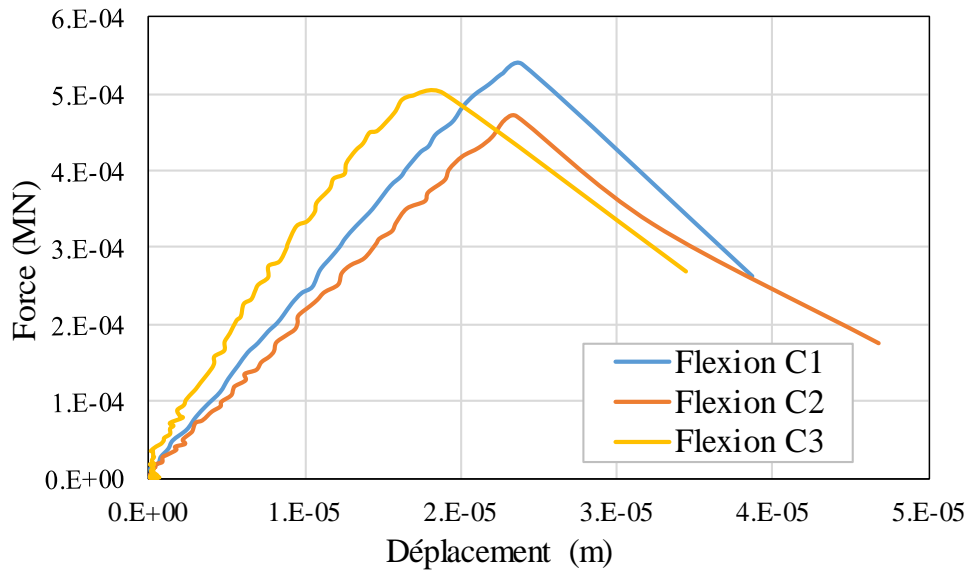


Figure 4.16 : Courbes force/flèche des éprouvettes de chaux de construction testées en flexion 3 points

Tableau 4.10 : Valeurs expérimentales des paramètres du modèle pour l’essai de traction par flexion sur chaux de construction

Paramètres	Chaux1	Chaux2	Chaux3	Moyenne	Coefficient de variation (%)
YOUN	3829	3063	5105	3999	25.80
RT	1.26	1.10	1.17	1.18	6.72
EPT	3.29E-04	3.60E-04	2.30E-04	3.06E-04	22.14
GFT	3.02E-05	2.60E-05	2.22E-05	2.61E-05	15.34

- *Essais numériques*

La **Figure 4.17** montre les résultats de l’ajustement des paramètres de traction du modèle ENDO3D des éprouvettes de chaux.

La distinction remarquée dans le comportement post-pic (la phase de décroissance de la courbe) entre les échantillons expérimentaux et ceux issus du modèle s'explique par la nature des données. Dans les courbes expérimentales, cette phase est caractérisée par seulement deux points : un au pic de charge maximale et un autre à la fin de l'essai, ce qui limite notre compréhension du comportement entre ces deux points. En revanche, le modèle offre une résolution plus fine et fournit des informations plus détaillées concernant cette portion de la courbe.

Les paramètres qui nous ont permis de faire l’ajustement sont résumés dans le **Tableau 4.11**.

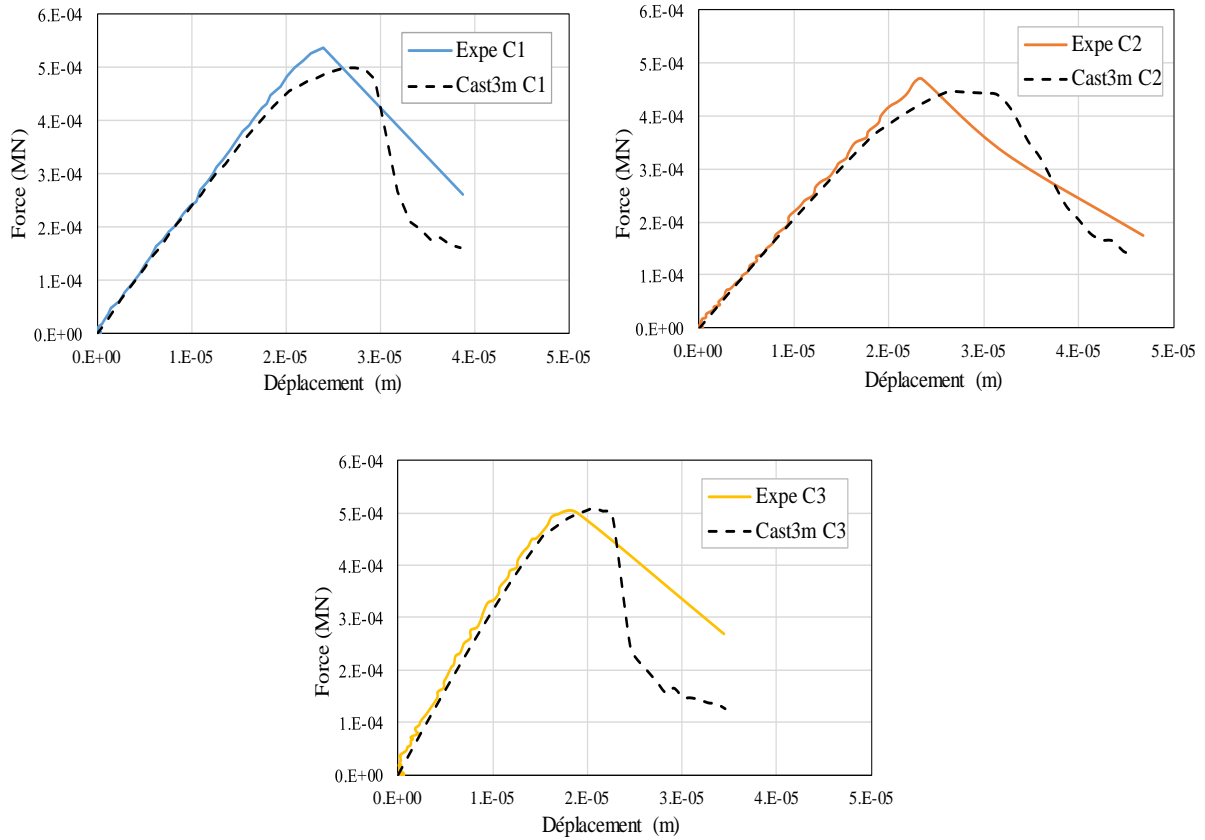


Figure 4.17 : Ajustement des paramètres de traction sur Cast3m des éprouvettes de chaux de construction

Tableau 4.11 : Valeurs ajustées des paramètres du modèle pour l'essai de traction par flexion sur chaux de construction

Paramètres Cast3m	Chaux 1	Chaux 2	Chaux 3	Moyenne	Coefficient de variation (%)
E (MPa)	3829	3400	5105	4111.3	21.60
RT (MPa)	0.80	0.83	0.80	0.81	25.00
GFT (MJ/m ²)	8.00E-06	1.30E-05	6.00E-06	9.00E-06	40.10
EPT	2.09E-04	2.44E-04	1.57E-04	2.03E-04	21.70

III.1.2.5. Résultats sur chaux de renfort

- Essais expérimentaux

La **Figure 4.18** illustre les courbes de force/flèche des éprouvettes de chaux de renfort testées en traction par flexion 3 points.

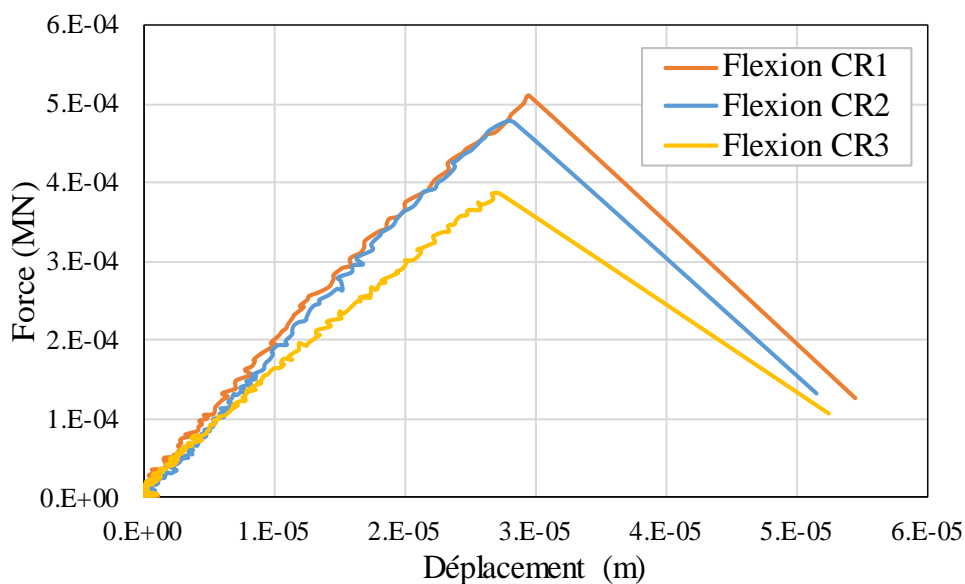


Figure 4.18 : Courbes force/flèche des éprouvettes de chaux de renfort testées en flexion.

Les résultats de l'essai de flexion sur les éprouvettes de chaux de renfort montrent moins de variabilité par rapport aux résultats de compression (voir **Figure 4.9**). Le **Tableau 4.12** montre également que les modules élastiques sont tout à fait similaires pour les deux types d'essai. Les commentaires concernant la chaux de construction prévalent à nouveau quant à la chaux de renfort. On note également que les deux chaux, de construction et de renfort, présentent des propriétés similaires en traction.

Tableau 4.12 : Valeurs estimées des paramètres du modèle pour l'essai de traction par flexion sur chaux de renfort

Paramètres	CR1	CR2	CR3	Moyenne	Coefficient de variabilité (%)
YOUN	2984	2984	2487	2818	10.19
RT	1.19	1.12	0.91	1.07	13.91
EPT	4.00E-04	3.74E-04	3.64E-04	3.79E-04	4.91
GFT	3.53E-05	3.16E-05	2.41E-05	3.04E-05	18.73

- Essais numériques

La **Figure 4.19** présente les courbes force/flèche après ajustement des paramètres de traction du modèle ENDO3D des éprouvettes de chaux de renfort.

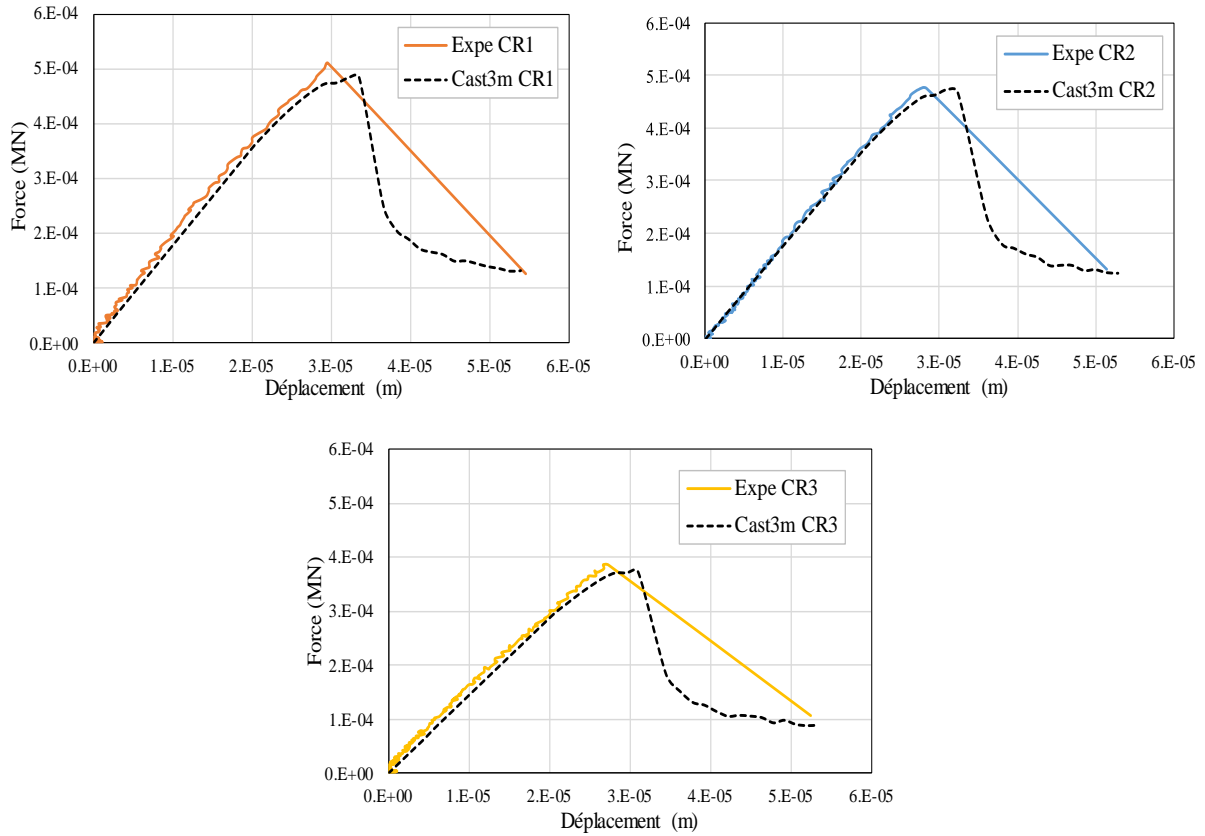


Figure 4.19 : Ajustement des paramètres de traction sur Cast3m des éprouvettes de chaux de renfort

De même que pour la chaux de construction, la branche ascendante pré-pic des courbes obtenues numériquement sont très proches des courbes expérimentales. L'écart sur la branche post-pic tient encore, en grande partie, à l'absence de valeurs expérimentales entre le pic et la fin de la décharge, pour laquelle on observe cependant une très bonne proximité des résultats.

Les paramètres après ajustement sont résumés dans le **Tableau 4.13**.

Tableau 4.13 : Paramètres de calage des éprouvettes de chaux de renfort testées en flexion 3 points

Paramètres Cast3m	CR1	CR2	CR3	Moyenne	Coefficient de variation (%)
E (MPa)	2800	2800	2400	2666.7	8.70
RT (MPa)	0.7	0.7	0.6	0.67	9.00
EPT	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	0
GFT (MJ/m ²)	1.00E-05	7.00E-06	5.50E-06	7.50E-06	30.50

III.2. Essai sur composite de renfort

III.2.1. Composition du TRM

Après avoir déterminé les paramètres qui vont servir à modéliser les murs en maçonnerie, nous devons procéder à l'estimation des paramètres relatifs au composite de renfort. Les paramètres de la chaux de renfort ont déjà fait l'objet de cette estimation, au titre de matériau constitutif. Il s'agit donc dans cette section de modéliser les essais de traction directe sur TRM dont les résultats ont été présentés dans le Chapitre 2 (section III.1). Notre choix a porté sur le TRM composé d'une seule couche de textile Petites Mailles (PZ700).

Le composite (TRM) est composé d'un textile noyé dans deux couches de mortier de chaux de renfort (il s'agit ici de la « Chaux1 »).

Les caractéristiques du textile ont été exploitées depuis la fiche technique fournie par le fournisseur (KAST) [80], détaillées dans le **Tableau 4.14**.

Tableau 4.14 : Caractéristiques du textile Petites Mailles

Caractéristiques du textile PZ700		
Orientation	Chaîne	Trame
Masse surfacique (g/m ²)	735	
Dimension des mailles (mm)	4.6	5.5
Résistance à la traction (N/5cm)	9450	7200
Elongation à la rupture (%)	3.4	3.3

Le modèle ENDO3D est utilisé pour la chaux de renfort, avec les paramètres d'entrée moyens déterminés précédemment, alors que le textile est supposé avoir un comportement purement élastique dont le module élastique est à estimer à partir de la modélisation. On suppose dans la modélisation que l'adhérence est parfaite entre le textile et la chaux de renfort.

III.2.2. Ajustement des paramètres du TRM

Le composite (TRM) (de 50 cm de longueur et de 9 cm de largeur, voir Chapitre 2) est composé d'un textile noyé dans deux couches de mortier de chaux. L'épaisseur totale de l'éprouvette est 1 cm. La longueur de l'éprouvette modélisée est égale à 37.5 cm, en considérant que la résultante de la charge appliquée par les mors se trouve au centre des mors.

Le TRM a été maillé avec 51 mailles sur la longueur (suivant Z), 20 mailles sur la largeur (suivant X) et 10 mailles dans l'épaisseur de la chaux et 2 mailles dans l'épaisseur du textile (suivant Y) (voir **Figure 4.20** et **Figure 4.21**).

Un maillage fin dans le sens de la longueur a été choisi afin de pouvoir faire localiser l'endommagement transversalement.

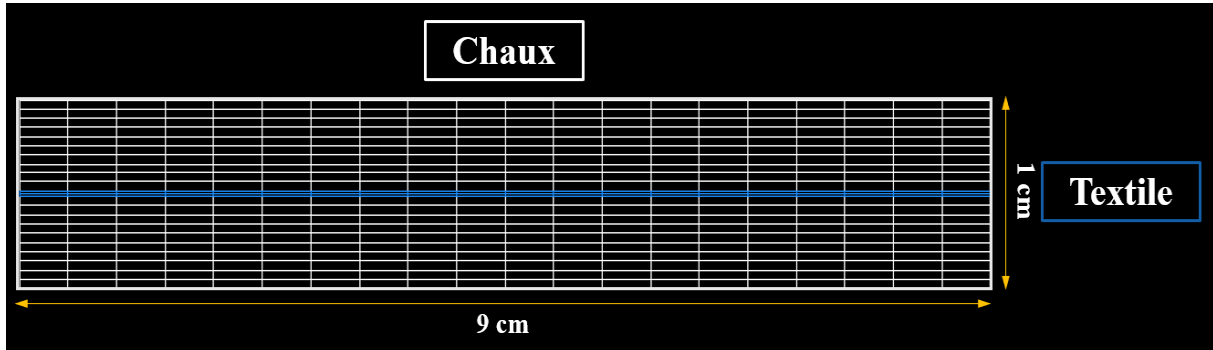


Figure 4.20 : Section du TRM avec la chaux (en blanc) et le textile (en bleu)

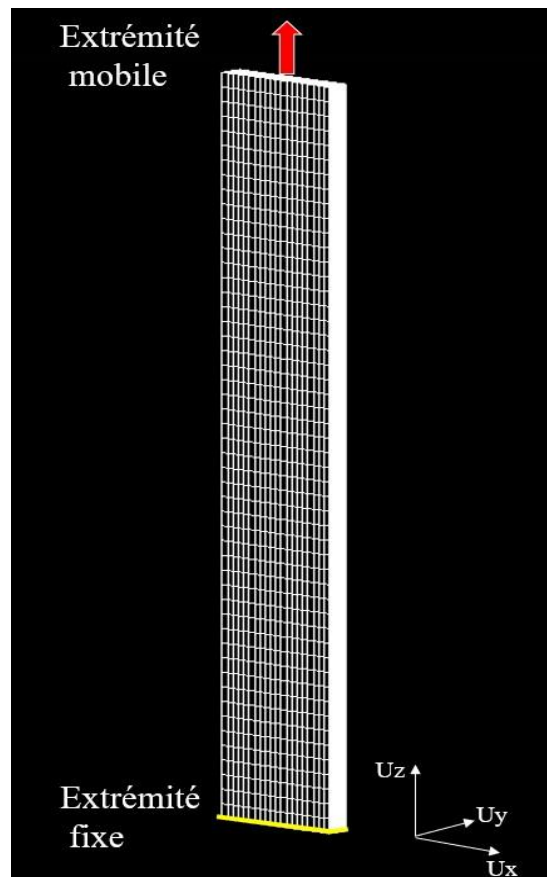


Figure 4.21 : Maillage du composite TRM sur Cast3m

La **Figure 4.22** présente l'ouverture de fissure sur les TRM correspondant au chargement maximal du modèle Cast3m :

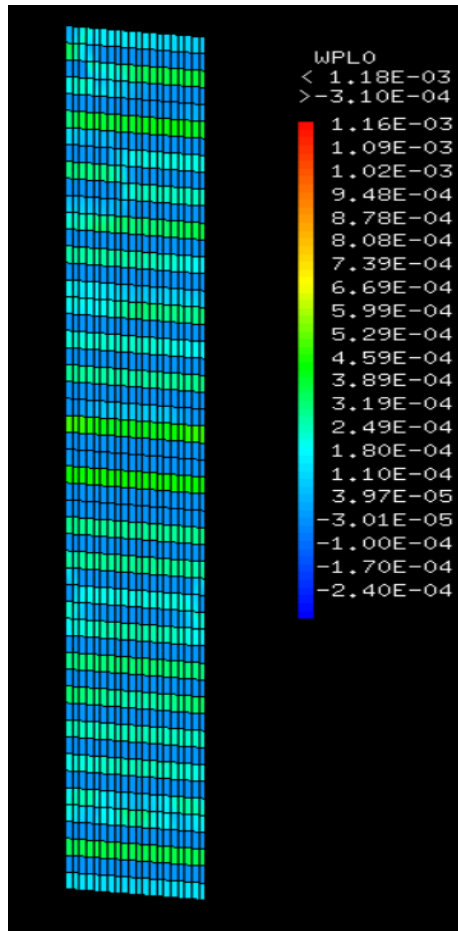


Figure 4.22 : Fissuration des TRM modélisés sur Cast3m

La multi-fissuration rencontrée dans les essais de traction sur TRM (Chapitre 2 section III) est clairement présente ici. Ce phénomène a donc pu être reproduit avec la modélisation, à la seule différence que sur le modèle il n'y a pas de longueur de transfert. En effet, il n'y a pas de longueur de transfert quand la liaison mortier/textile est parfaite. En conséquence, la fissuration se manifeste sur toute la surface, de manière symétrique, du fait de l'homogénéité du matériau.

La **Figure 4.23** présente les courbes force/allongement du composite, obtenues expérimentalement ou numériquement après ajustement des paramètres.

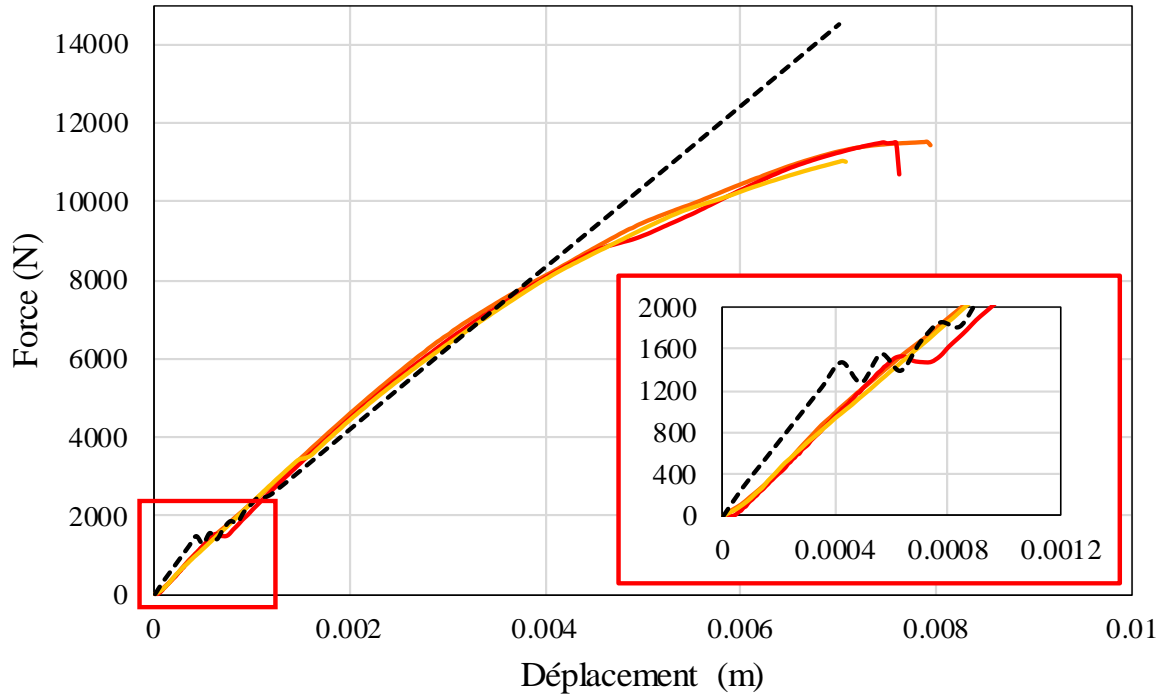


Figure 4.23 : Courbe force/allongement des éprouvettes de TRM testées et de celle du modèle sur Cast3m

La courbe du modèle et les courbes expérimentales sont sensiblement proches, à quelques écarts près. Le palier correspondant à la fissuration progressive de la chaux pendant la phase II est bien marqué pour la modélisation, comme le montre l'agrandissement sur la **Figure 4.23**, alors qu'il l'est très peu expérimentalement, laissant supposer une dégradation plus progressive de l'interface entre la chaux de renfort et le textile. Ce constat met en doute la pertinence d'une adhérence parfaite, supposée dans la modélisation. Introduire des éléments joints, à comportement de type Mohr-Coulomb, aurait probablement permis une meilleure représentativité de la modélisation. Les difficultés techniques associées à l'utilisation de ce type d'éléments sous Cast3m (doublement des nœuds d'interface, orientation des surfaces), ainsi qu'à l'ajustement des paramètres du modèle sans expérimentation spécifique préalable, nous ont conduite à nous orienter vers un ajustement complémentaire des paramètres de la chaux, pour conserver l'hypothèse d'adhérence parfaite. Il a fallu donc affaiblir les propriétés de la chaux pour maintenir une représentativité satisfaisante de la modélisation.

Par ailleurs, les conditions d'essai, notamment au voisinage des mors de serrage, sont incertaines et peuvent s'écarter, là-encore, des conditions supposées d'application de l'effort de traction.

Nous avons introduit, dans notre simulation numérique, une lame de textile de section pleine en sandwich entre deux couches de chaux, alors que le textile présente une structure en résille. Il a donc fallu trouver une épaisseur équivalente à la forme réelle du textile. Pour aboutir à un comportement similaire à celui des éprouvettes expérimentales, quatre paramètres ont été étudiés : l'épaisseur du textile (e_{textile}), son module de Young (E_{textile}), la résistance à la traction de la chaux (RT_{chaux}), et son module de Young (E_{chaux}). Les paramètres moyens après ajustement et ayant permis le calage du TRM sont présentés dans le **Tableau 4.15**.

Tableau 4.15 : Paramètres de calage du TRM testé en traction directe

Paramètres	Valeur
Epaisseur du textile (mm)	0.3
E textile (MPa)	50000
E chaux (MPa)	1400
RT chaux (MPa)	1.5
GFT chaux (MJ/m ²)	5.77E-6
EPT chaux	1.07E-3

Les résultats obtenus peuvent maintenant servir pour renforcer le mur en maçonnerie.

III.2.3. Conclusion partielle

Les essais conduits sur les matériaux constitutifs et le composite de renfort nous ont permis d'estimer les paramètres des modèles de comportement à utiliser ultérieurement pour aborder la modélisation de la structure, c'est-à-dire le mur dans son ensemble lors de l'essai de poussée progressive. Il s'agit de la seconde étape de la stratégie numérique que nous nous sommes proposée de suivre. Nous avons pu constater qu'il n'est pas suffisant d'estimer les valeurs des paramètres à partir des seuls essais, mais qu'il est impératif de corriger l'estimation par un ajustement sur la base d'une modélisation fine de chaque essai. Ce faisant, les valeurs des paramètres peuvent changer pour chaque éprouvette modélisée dans un essai particulier. Cela résulte de la variabilité naturelle des propriétés des matériaux, ainsi que des incertitudes sur les conditions d'essai qui ne peuvent pas être rigoureusement identiques à chaque essai.

IV. MODELISATION DE LA STRUCTURE DANS SON ENSEMBLE

IV.1. Constitution du modèle numérique

IV.1.1. Maillage

Pour le maillage du mur en maçonnerie, la première étape a été de créer un élément de surface, présenté en **Figure 4.24**. L'élément de surface est constitué de 3 parties :

- Une surface en brique (surface en rouge sur la **Figure 4.24**), de hauteur $h = 0.051$ m et de longueur $L = 0.2$ m ;
- Une surface en chaux de construction (surface en blanc) de hauteur $h = 0.017$ m et de longueur $L = 0.22$ m ;
- Une surface, représentée en jaune, qui sera alternativement en chaux ou en brique. Cela permet d'avoir des briques entières quand la surface est en brique, ou des demi-briques quand la surface est en chaux. Elle a une hauteur $h = 0.051$ m et une longueur $L = 0.02$ m.

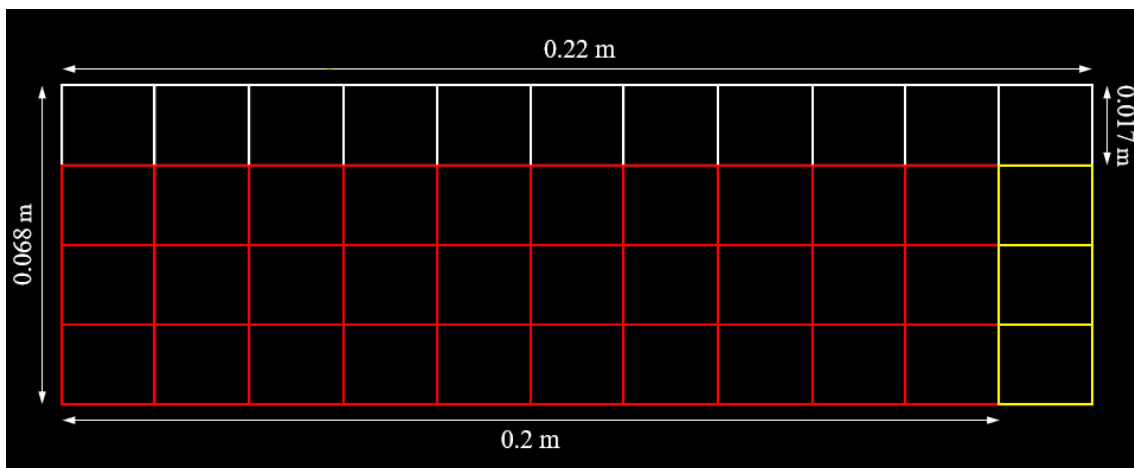


Figure 4.24 : Elément de surface utilisé pour créer le maillage du mur sur Cast3m

Une série de translation a permis d'obtenir le volume final à partir de l'élément de surface. Tout d'abord, une translation latérale pour créer un lit du mur, suivie d'une translation sur la hauteur pour créer la surface du mur. Enfin, une translation sur l'épaisseur permet d'obtenir le volume final du mur, présenté en **Figure 4.25**.

L'élément de surface est traduit 6 fois sur U_x , 20 fois sur U_z et de 0.2 m (en 6 éléments) sur U_y , pour obtenir une hauteur de mur $H_m = 1.377$ m, une longueur $L_m = 1.32$ m et une épaisseur $e_m = 0.20$ m.

On suppose une adhérence parfaite entre la chaux de construction et la brique.

La **Figure 4.25** présente le maillage du mur avec celui du banc de cisaillement et des tirants.

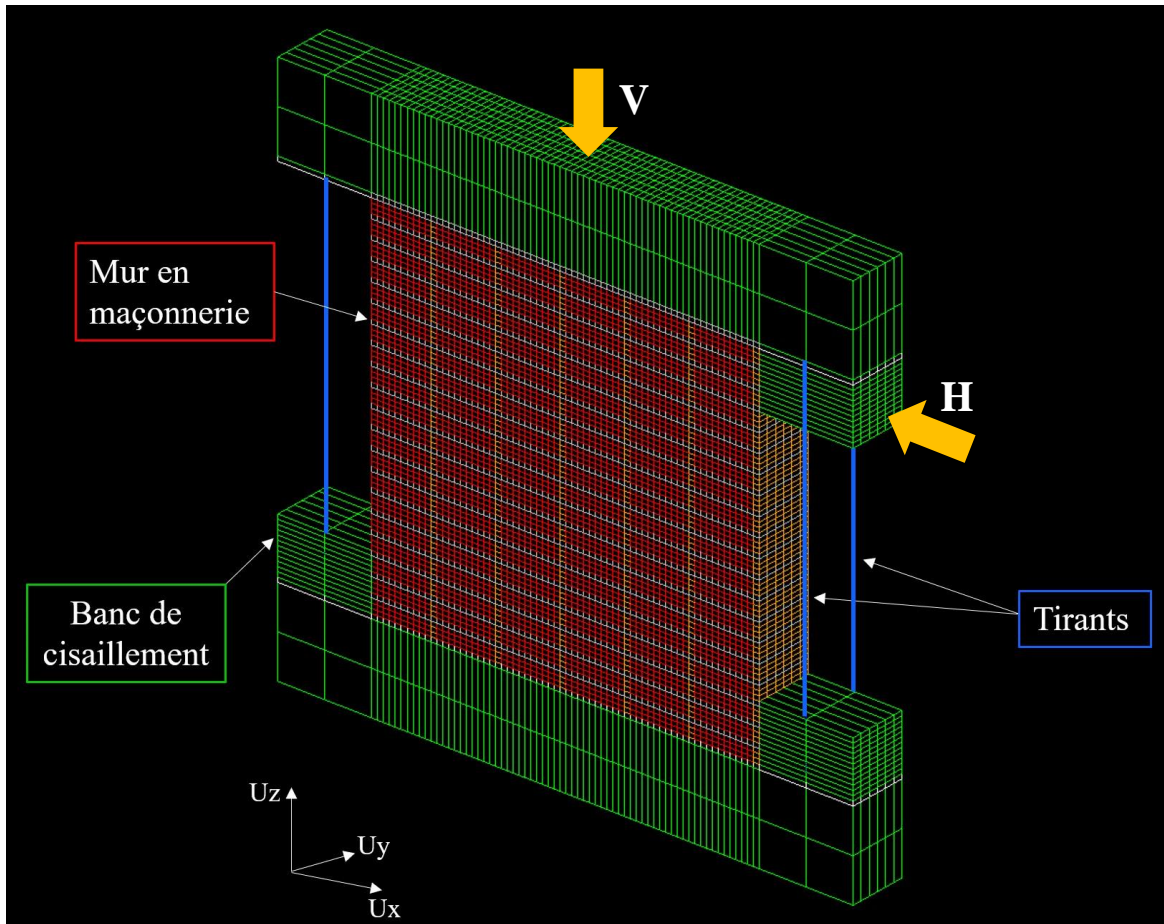


Figure 4.25 : Maillage du mur et du banc de cisaillement sur Cast3m

Le banc de cisaillement en acier a été créé autour du mur pour reproduire les conditions aux limites réelles de l'essai réalisé dans le Chapitre 2. Le banc est de même épaisseur que le mur, sa hauteur totale est égale à $H_b = 2.017$ m et sa longueur totale est égale $L_b = 1.96$ m.

Des éléments massifs de type CUB8 sont utilisés pour le mur et le banc.

Quatre tirants en acier ont été rajoutés au maillage, comme dans le banc de cisaillement réel (voir **Figure 2.5**). Leur diamètre est $D = 0.05$ m et leur longueur est égale à la hauteur du mur. Les nœuds d'extrémités des tirants appartiennent au maillage du banc. Ils sont constitués d'un seul élément de type BAR1.

Le renforcement est quant à lui disposé à la surface du mur, également selon une hypothèse d'adhérence parfaite. Son maillage, dont les nœuds font face aux nœuds de la maçonnerie dans le plan $U_x U_z$, comprend une couche de chaux de renfort, une couche pleine de textile avec une épaisseur équivalente à deux couches de PZ700, et pour finir une dernière couche de chaux de renfort. L'ensemble forme le composite de renfort d'une épaisseur de 0.15 m, comprenant suivant l'axe U_y deux éléments dans chaque couche de chaux et un seul élément dans la couche de textile.

IV.1.2. Conditions aux appuis et chargement

Le banc permet de bloquer le mur tout en appliquant une pression verticale (V) constante sur sa surface supérieure. La charge horizontale (H) est appliquée par déplacement imposé de la surface en haut à droite du banc. Les tirants ont pour rôle d'empêcher la rotation ou le soulèvement du mur.

Le blocage imposé par le banc sur le mur résulte d'une condition de contact unilatéral, dans la direction U_x pour les surfaces de contact verticales, et U_z pour les surfaces de contact horizontales. Cette condition est générée par l'imposition d'une valeur minimale nulle pour une relation linéaire entre les déplacements des nœuds (ici une simple soustraction) qui se font face pour les deux maillages, et dont les coordonnées sont initialement confondues sur la surface de contact. Une matrice de raideur est ainsi associée à cette condition.

Le blocage du mur dans la direction U_y provient de celui des points appartenant aux droites parallèles à l'axe U_x passant par le milieu des surfaces supérieures et inférieures du mur.

La surface inférieure du banc a été bloquée dans les trois directions car, dans la réalité, cette partie du banc de cisaillement est fixée au reste du bâti de la presse.

Les extrémités des tirants ont été bloquées seulement en U_y .

IV.1.3. Matériaux

Les valeurs moyennes des paramètres d'entrée du modèle ENDO3D, obtenues précédemment respectivement pour la chaux de construction, la chaux de renfort et la brique, ont été retenues. La variabilité naturelle des propriétés ne permet cependant pas de savoir si ces valeurs restent représentatives des matériaux en place dans le mur. Les conditions de mise en œuvre ont également une influence, en particulier pour la chaux de construction. Malgré toutes les précautions prises, notamment sur l'humidification des briques avant la prise de contact avec la chaux, les caractéristiques locales de la chaux au niveau de l'interface avec la brique peuvent nettement différer de celles établies sur la base des essais sur éprouvettes. La mise en place manuelle de la chaux peut enfin occasionner une non-uniformité des propriétés dans le volume réduit des joints par une sensibilité plus forte aux singularités. Il sera donc nécessaire, à l'échelle du mur, de procéder à un nouvel ajustement des paramètres du modèle ENDO3D.

Le banc de cisaillement, de même que les tirants, ont un comportement élastique isotrope défini par les propriétés usuelles de l'acier.

IV.2. Résultats

IV.2.1. Mur non renforcé

Le mur de référence (expérimental) auquel le modèle a été comparé est un mur non renforcé d'une hauteur $H = 1.3$ m, d'une longueur $L = 1.3$ m et d'une épaisseur $e = 0.2$ m. Ce mur a rompu en cisaillement avec une fissure diagonale présentée dans la **Figure 4.26**.

Les deux objectifs étaient donc les suivants :

- Obtenir une courbe de comportement similaire avec la simulation numérique sur Cast3m ;
- Reproduire le mode de rupture observé expérimentalement.

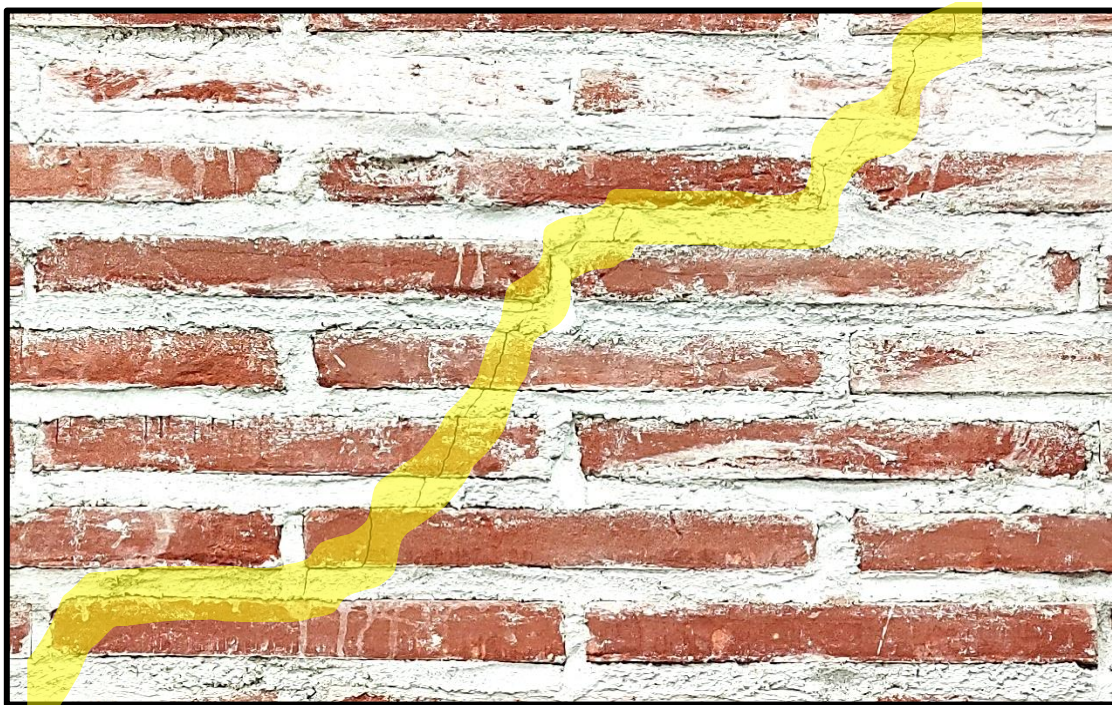


Figure 4.26 : Mode de rupture du mur MNR expérimental (le tracé jaune indique la position de la fissure)

La **Figure 4.27** présente la courbe force/déplacement du mur testé expérimentalement et celle du modèle qui a été réalisé.

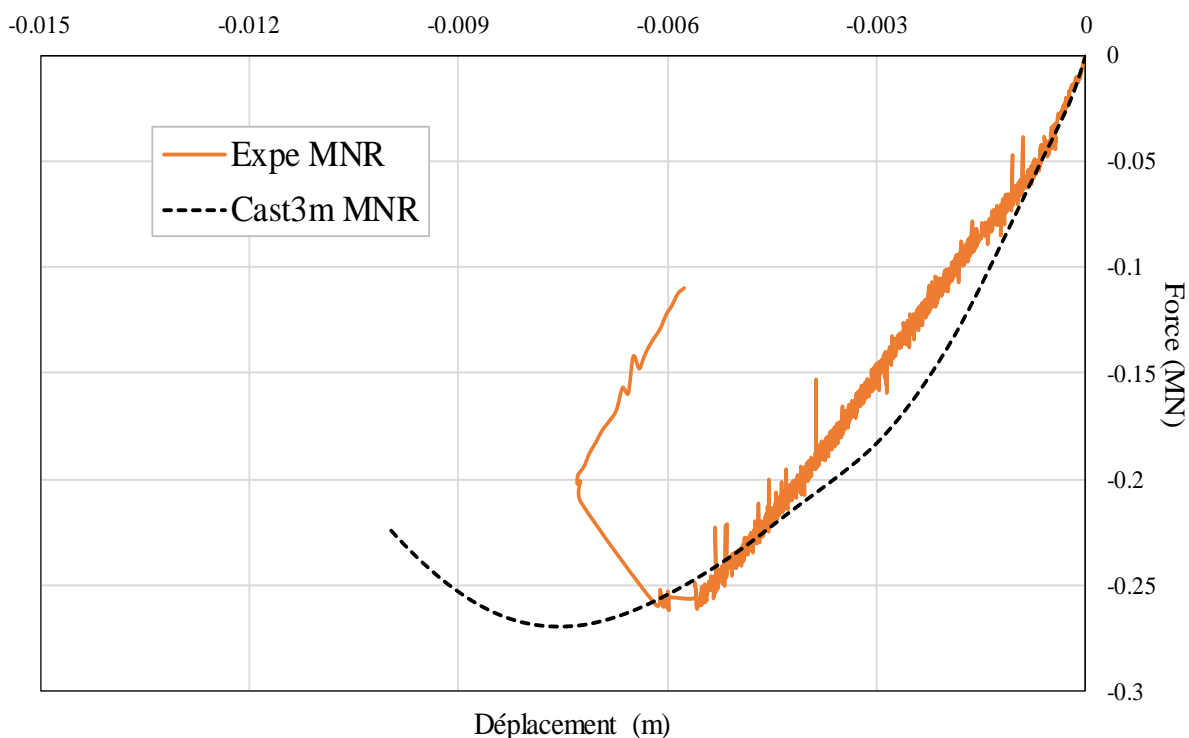


Figure 4.27 : Courbe force/déplacement du mur expérimental et du mur avec le modèle

On observe sur la courbe du mur Expe MNR, une variation de pente lorsque la force horizontale atteint environ 0.04 MN. Un endommagement du mur s'est donc probablement produit à ce stade du chargement, mais est resté indiscernable visuellement. Cet endommagement n'a pas altéré le comportement global du mur, qui est quasi-linéaire jusqu'au pic après le changement de pente. La rupture quant à elle est brutale car aucune fissure horizontale susceptible de créer du frottement et d'augmenter par conséquent la ductilité du mur, n'est survenue. Le mur cède donc et la force chute brutalement.

La courbe du mur Cast3m MNR semble se superposer à celle du mur Expe MNR jusqu'à 40 kN, avant que le mur Expe MNR ne subisse d'endommagement, puis il y a une différence de pente lorsque l'endommagement pré-pic du mur Cast3m MNR commence, au voisinage de 0.15 MN. Le F_{max} des deux courbes est quasi-identique, quant au déplacement au pic (ϵ_{pic}) il est légèrement différent. Cette différence est due aux paramètres des deux matériaux dans Cast3m. Malgré cette différence, la force de rupture est la même pour les deux murs (Expe MNR et Cast3m MNR), avec une chute brutale de la force.

Globalement, la simulation numérique reproduit à quelques différences près le comportement global du mur Expe MNR. Un ajustement complémentaire des paramètres matériaux a été nécessaire pour obtenir ce résultat. La raison principale de cet ajustement tient à l'hypothèse d'adhérence parfaite entre la chaux et la brique. Bien que la résistance de l'interface entre les

deux matériaux ait été suffisamment développée pour conduire expérimentalement à une fissuration diagonale du mur, il apparaît qu’une dégradation significative des propriétés a été nécessaire dans la modélisation.

Les nouveaux paramètres du modèle ENDO3D des constituants du mur Cast3m MNR après ajustement sont présentés dans le **Tableau 4.16** :

Tableau 4.16 : Paramètres des matériaux après ajustement

Paramètres	Valeur avant ajustement	Valeur après ajustement
RT_{brique} (MPa)	6.3	0.88
E_{brique} (MPa)	7600	6000
RT_{chaux} (MPa)	0.6	0.02
E_{chaux} (MPa)	2600	1000
RC_{chaux} (MPa)	2.4	1.3
EPC_{chaux}	3.2E-3	0.6E-3

Du point de vue méthodologique, une telle modification nécessaire des paramètres, par rapport aux valeurs précédemment estimée, n’est pas satisfaisante. En effet, l’ajustement au niveau des essais sur matériaux aurait normalement dû permettre de limiter la correction à apporter à l’échelle de la structure, même en tenant compte des causes possibles d’écart. Il est clair qu’une prise en compte plus précise du comportement de l’interface brique / mortier constitue une perspective à notre travail.

La **Figure 4.28** illustre les endommagements en traction et en compression sur le mur MNR:

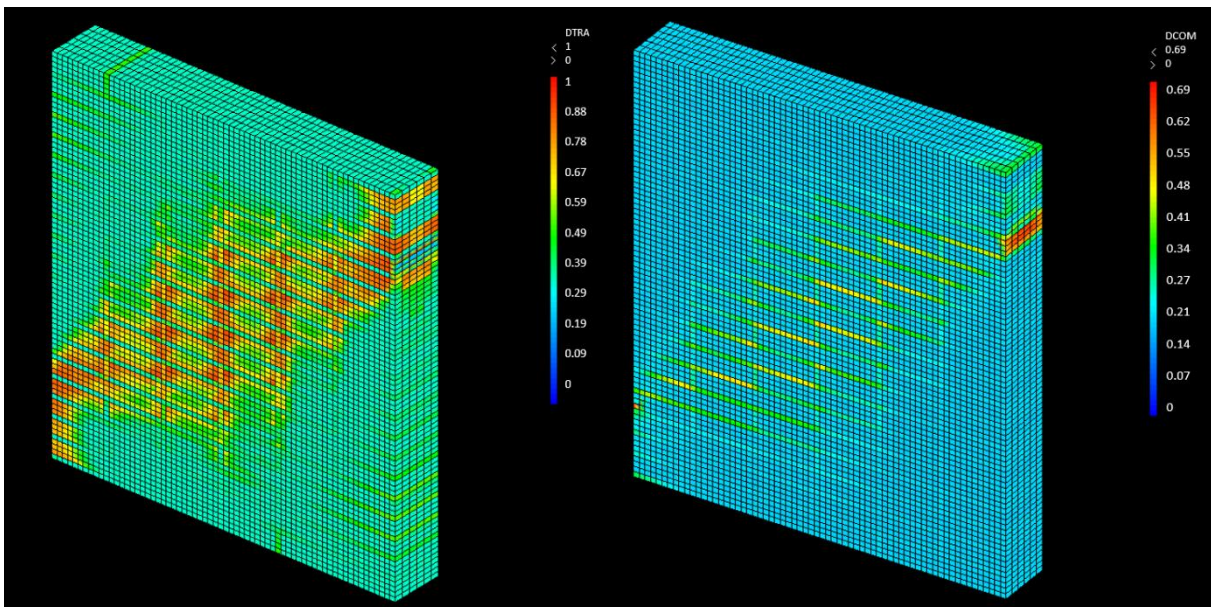


Figure 4.28 : Endommagement en traction DTRA (gauche) et en compression DCOM (droite) du mur Cast3m MNR

On peut toutefois observer sur les cartes d'endommagement, correspondant au déplacement imposé maximal et présentées sur la **Figure 4.28**, que la simulation numérique, après ajustement des paramètres, procure une dégradation du mur en bonne correspondance avec le comportement expérimental.

L'endommagement du mur se produit très majoritairement le long de sa diagonale. Un endommagement de traction se produit principalement au niveau de la brique et des joints verticaux, ce qui montre que la fissuration au niveau de la brique a pu être reproduite. La brique étant de longueur assez importante (42 cm), la fissure qui passe sur la diagonale a tendance à passer tant par la brique que par les joints verticaux.

Les joints horizontaux quant à eux subissent un endommagement de compression, ce qui montre qu'ils ont rompu en cisaillement. Au niveau des joints, le critère de Drucker-Prager est activé avant celui de Rankine, ce qui produit une rupture par cisaillement et non en traction.

Pour finir, un endommagement est observable sur la surface d'application du déplacement imposé, qui est dû à l'application du chargement.

En conclusion, la rupture en cisaillement par fissuration diagonale a donc pu être reproduite sur le modèle.

IV.2.2. Mur renforcé

Notre campagne expérimentale ne comprenant pas d'essai en poussée progressive d'un mur renforcé d'épaisseur 20 cm, nous proposons une simple comparaison des résultats entre les deux simulations numériques.

La **Figure 4.29** présente la courbe force/déplacement des murs Expe MNR et Cast3m MNR avec celle du mur avec renforcement modélisé sur Cast3m (Cast3m MR-2C).

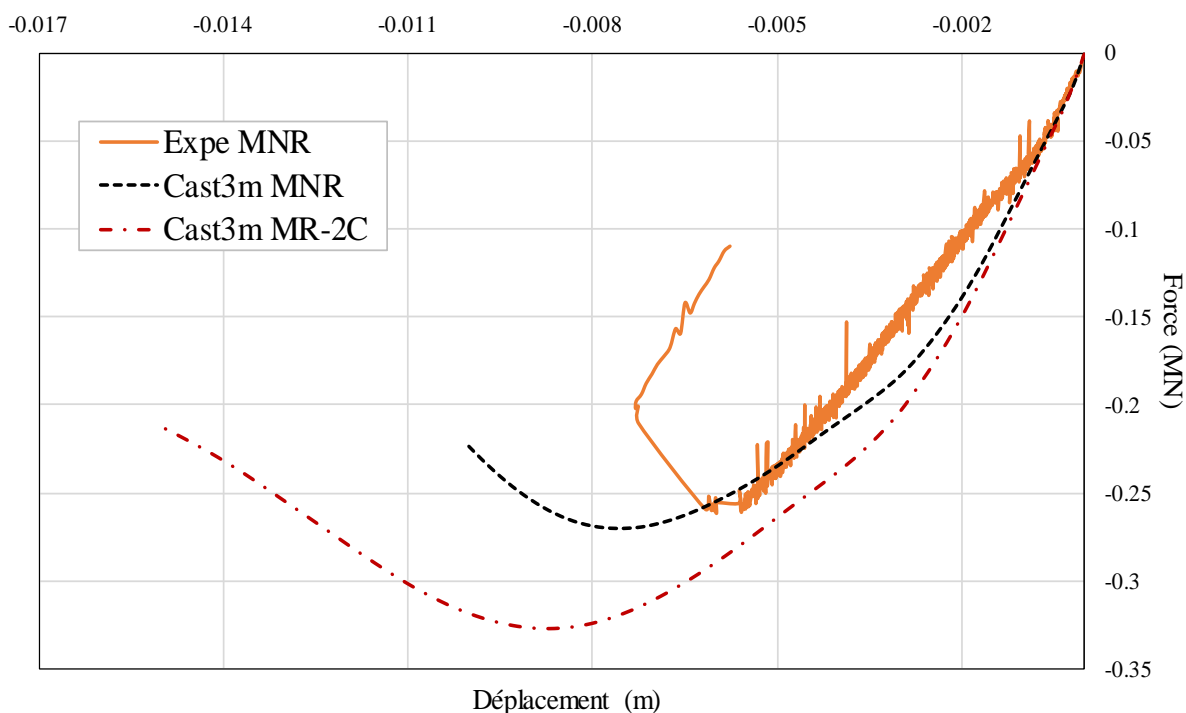


Figure 4.29 : Courbe force/déplacement du mur Expe MNR et des deux murs du modèle

Il apparaît que le renfort a permis d’augmenter la résistance maximale ainsi que le déplacement au pic et la ductilité. L’énergie cumulée du mur avec renfort (Cast3m MR-2C) est clairement plus élevée que celle du mur sans renfort (Cast3m MNR). Une légère augmentation de la rigidité initiale, illustrée par une pente plus raide en phase élastique, est aussi observée.

Afin d’illustrer plus précisément comment le renfort modifie le comportement du mur, nous avons examiné les dommages subis par la brique et la chaux à proximité du centre de chaque face des murs (voir **Figure 4.30**). Pour cela, nous avons extrait les valeurs maximales des endommagements en traction et en compression sur une zone centrale du mur (carré vert sur la **Figure 4.30**), au fur et à mesure du chargement.

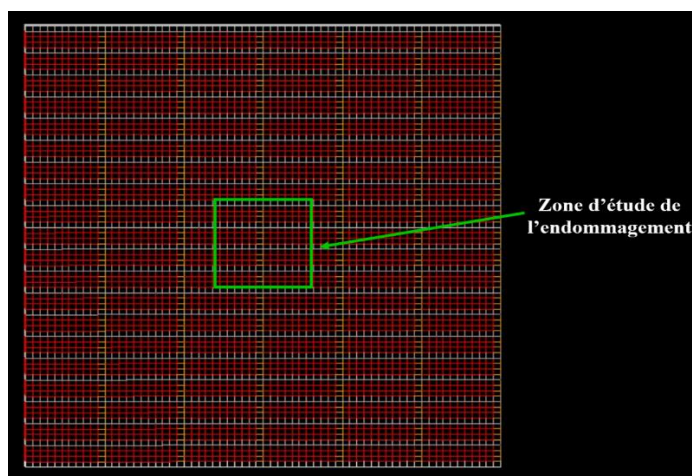
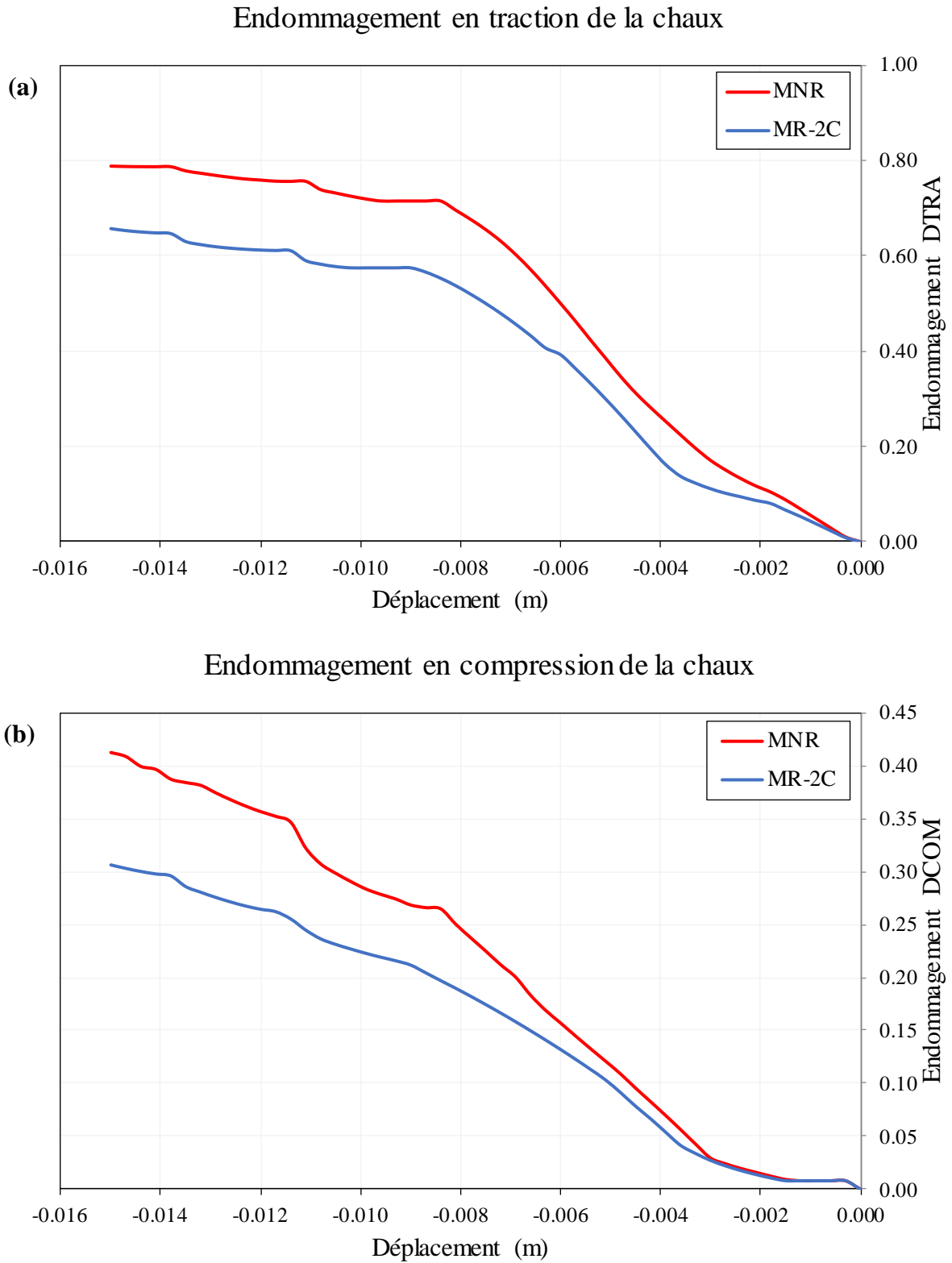


Figure 4.30 : Etude de l’endommagement sur une zone centrale du mur (pour la brique et pour la chaux)

La **Figure 4.31** présente l'endommagement en compression (DCOM) et en traction (DTRA) de la brique et l'endommagement en compression (DCOM) et en traction (DTRA) de la chaux, sur une face des murs Cast3m MNR et Cast3m MR-C2.



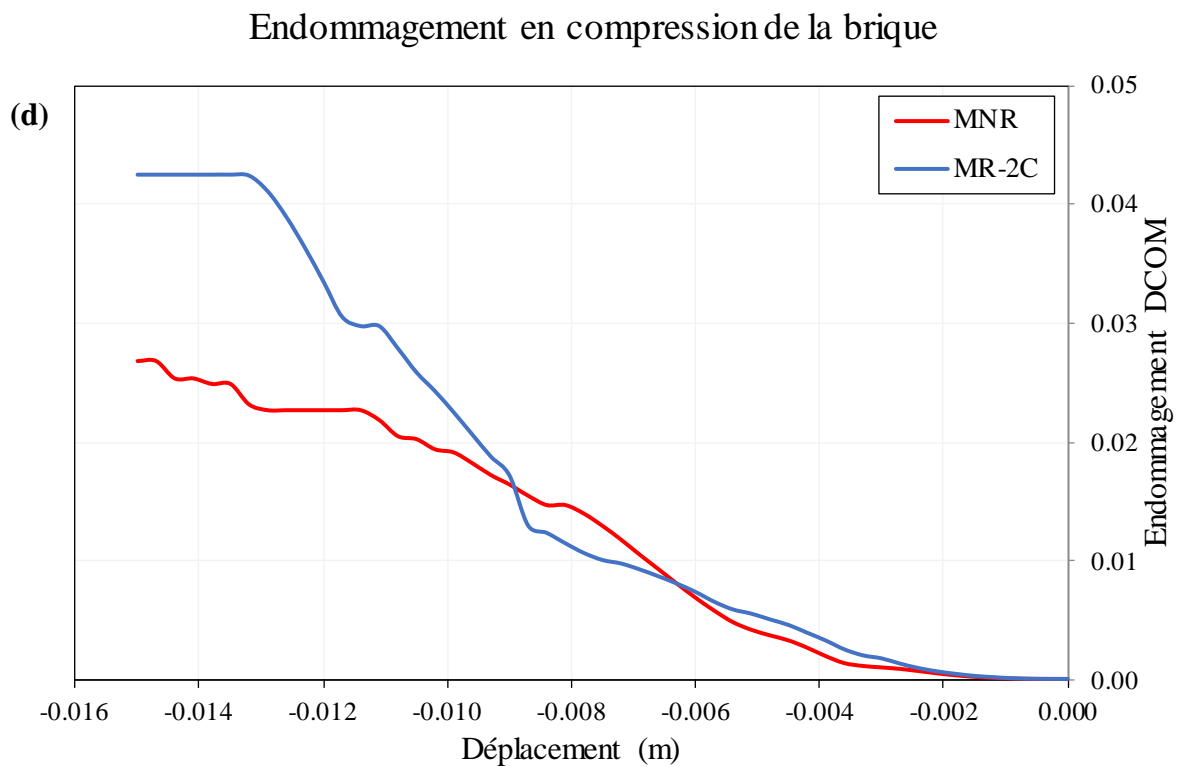
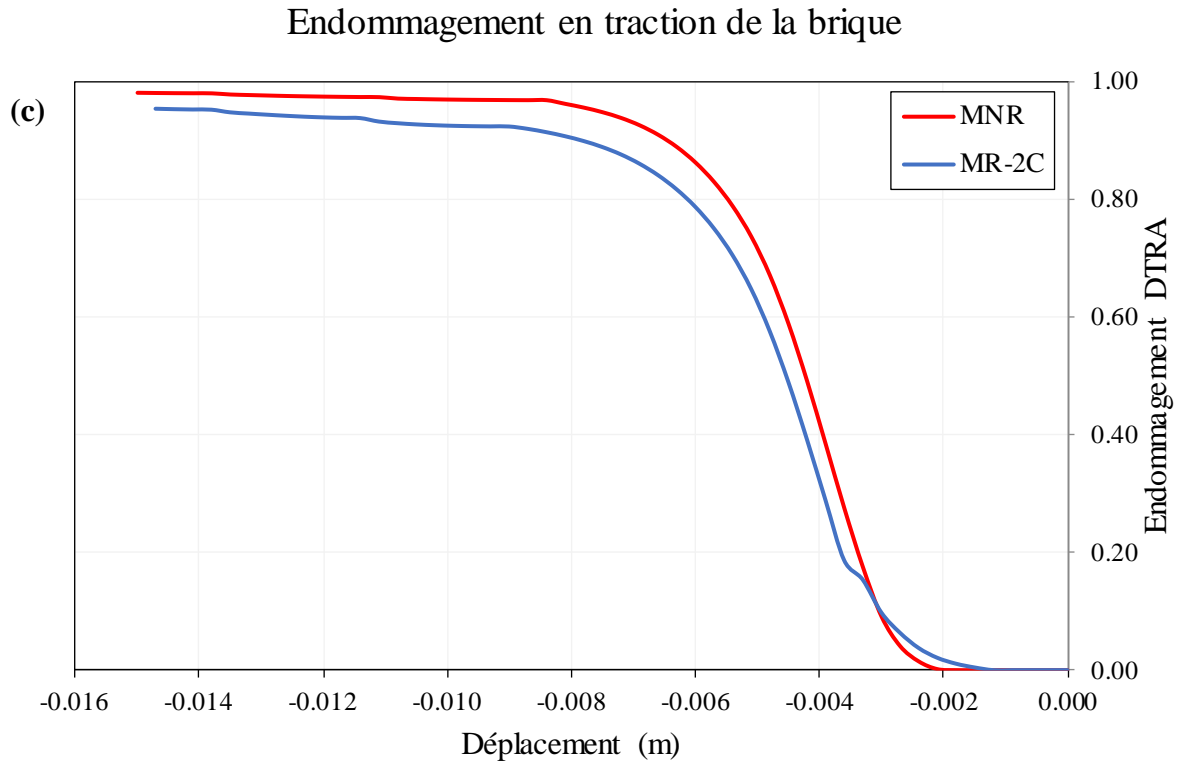


Figure 4.31 : Endommagement (a) en traction de la chaux, (b) en compression de la chaux, (c) en traction de la brique et (d) en compression de la brique

Il est à noter que bien que la chaux ait cassé en cisaillement, elle a également été endommagée en traction, comme le montre la **Figure 4.28**.

Les observations globales sur la **Figure 4.31** montrent que le renforcement a limité l'endommagement à la fois dans la brique et dans la chaux.

Cet effet du renfort est plus observé au niveau de la chaux, où il est visible que le renfort limite considérablement l'endommagement en traction (DTRA) (**Figure 4.31a**) et en compression (DCOM) de la chaux (**Figure 4.31b**).

En ce qui concerne la brique, on note que le renfort réduit légèrement son endommagement en traction (DTRA) (**Figure 4.31c**), mais qu'il semble augmenter son endommagement en compression (DCOM) (**Figure 4.31d**) dans la phase post-pic de comportement du mur. On peut supposer que cette augmentation résulte de la mise en traction du composite et de l'augmentation du confinement sur la brique. L'endommagement en compression de la brique reste cependant très faible et n'a aucun effet sur le comportement du mur.

Le renforcement sur Cast3m a par conséquent permis d'améliorer le comportement du mur Cast3m MNR. Cette constatation a été faite à partir des courbes force/déplacement des murs, et appuyée par les courbes d'endommagement DCOM et DTRA des différents matériaux.

V.CONCLUSION

La simulation numérique est un complément indispensable à la bonne compréhension et confirmation des observations expérimentales. Elle a été mise en œuvre dans notre étude selon une stratégie numérique classique.

La première étape était de choisir le niveau de modélisation à mettre en œuvre, et notre choix a porté sur l'utilisation de la micro-modélisation pour pouvoir observer les endommagements à la fois dans la brique et dans la chaux.

La deuxième étape était le calage des paramètres des matériaux. Ce calage nous a permis de mieux comprendre le comportement mécanique de nos matériaux qui constituent la maçonnerie, mais aussi celui des renforts TRM.

La dernière étape était de modéliser la structure dans son ensemble, et de la soumettre au même chargement que celui des essais qui ont été réalisés dans le Chapitre 2, en restant le plus fidèle possible aux conditions aux limites de ces essais.

Nous avons donc choisi de modéliser le mur avec le banc de cisaillement, ce qui est différent en termes de conditions aux limites par rapport à la modélisation du mur seul.

Les conclusions de ce chapitre sont donc les suivantes :

- Le choix du modèle ENDO3D pour la modélisation de la chaux et de la brique est un choix judicieux, étant donné que ce modèle destiné aux géo-matériaux prend en compte l'effet de l'endommagement pré-pic et post-pic de ces matériaux. Il prend aussi en

compte l'effet du confinement dans la rupture en cisaillement grâce au critère de Drucker-Prager ;

- Le calage des paramètres a permis de mieux comprendre le comportement des matériaux constitutifs de la maçonnerie ;
- Les deux moyens les plus utilisés pour modéliser l'interface brique/joint sont l'élément d'interface de Mohr Coulomb ou supposer que la liaison est parfaite. La complexité d'obtention expérimentale des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb, de même que celle associée à sa mise en œuvre numérique, nous ont conduite à nous orienter vers la seconde option, dans le temps qui nous était imparti. Il a donc été nécessaire d'ajuster à nouveau les paramètres de la chaux, pour approcher le comportement réel de l'interface et du mur dans son ensemble ;
- Le modèle a permis d'obtenir un comportement global assez similaire à celui du mur testé expérimentalement. Il a aussi été possible de reproduire le mode de rupture du mur non renforcé (fissure diagonale), en associant la traction dans les briques et le cisaillement dans les joints horizontaux. La formation d'une fissure horizontale n'a pas pu être numériquement reproduite avec les conditions aux limites imposées ;
- Le renforcement TRM sur Cast3m a permis d'améliorer les performances du mur non renforcé, en augmentant la force au pic et la ductilité dans son comportement. Le mode d'endommagement du mur n'a pas été modifié par l'apport du renforcement, privilégiant encore la traction dans les briques et le cisaillement dans les joints horizontaux, ce qui corrobore l'observation expérimentale sur l'effet du renforcement.

Après avoir construit cette première modélisation du mur avec ou sans renfort, il nous apparaît que certains points sont à améliorer dans le modèle, comme :

- Ajout d'un élément d'interface de Mohr Coulomb pour reproduire de manière plus réaliste une fissure passant par l'interface et non pas par le joint de mortier permettrait d'aboutir à un modèle plus fidèle à l'expérimentation et à obtenir des résultats plus précis.
- Passage à une modélisation des essais cycliques. Réaliser une modélisation des murs testés sous chargement cyclique afin de les comparer aux essais expérimentaux.
- Amélioration de l'ajustement des paramètres. Il serait nécessaire d'utiliser des algorithmes spécifiques d'ajustement de type Levenberg-Marquardt. Cela permettra une meilleure corrélation entre le modèle numérique et les essais expérimentaux.
- Choix d'un modèle plus réaliste pour le textile. Il serait intéressant de voir l'effet d'un modèle plastique ou en dommageable pour le textile sur le comportement du TRM.

CONCLUSION GENERALE

La construction en maçonnerie, technique utilisée depuis des millénaires, est toujours un mode de construction utilisé de nos jours. Les bâtiments en maçonnerie présentent toutefois une certaine vulnérabilité aux forces horizontales, telles que le vent ou les séismes, qui peuvent occasionner des dégradations voire des affaiblissements structurels. Afin de mieux préserver ce patrimoine historique, des solutions de renforcement des structures en maçonnerie existent, parmi lesquelles celle consistant à utiliser des matériaux composites, comme les matrices minérales renforcées par des fibres (TRM).

Ces composites sont compatibles avec la maçonnerie, faciles à appliquer et résistants au feu. Cette technique gagne en popularité pour le renforcement des structures en maçonnerie [6], [7], [9], [49], bien que la recherche se soit principalement concentrée sur la maçonnerie moderne et très peu de travaux traitent du renforcement de la maçonnerie historique.

L'efficacité des TRM comme solution de renfort sur des murs en maçonnerie, peut être évaluée par l'essai de compression-cisaillement, qui permet d'explorer plusieurs modes de rupture représentatifs des conditions d'un tremblement de terre, notamment la flexion, le glissement et le cisaillement [27], [28].

Dans cette optique, l'étude que nous avons réalisée visait à qualifier cette efficacité pour des bâtiments historiques en maçonnerie de briques foraines moulées. Pour ce faire, une vaste campagne expérimentale a été entreprise, au cours de laquelle des essais de compression-cisaillement quasi-statiques ou cycliques ont été conduits sur des murs à l'échelle métrique, dans des conditions de sollicitations approchant celles des séismes. L'objectif principal était d'analyser l'impact de différentes configurations et taux de renforcement sur le comportement de cisaillement des murs, en prenant en compte l'orientation des fibres, l'ouverture des mailles et la nature de la matrice de renfort. Une étude a aussi été menée sur des murs fissurés puis réparés par des TRM avec plusieurs matrices de chaux.

Les murs ont été bâtis manuellement, afin de nous rapprocher autant que possible de la façon traditionnelle d'ériger des bâtiments en maçonnerie. Malgré le soin apporté à la construction, il ne nous est pas possible d'affirmer que les murs étaient tous identiques avant la mise en place des différents types de renfort. Cette incertitude a probablement joué sur les comparaisons que nous avons proposées, sans pour autant en infirmer les tendances dégagées.

Enfin, une stratégie numérique a été proposée pour simuler le comportement des murs, depuis les essais sur matériaux afin de déterminer les paramètres mécaniques des modèles, valider les résultats des essais, jusqu'aux essais sur les murs eux-mêmes. L'outil numérique ainsi constitué pourrait contribuer à la conception du renforcement des bâtiments.

Les principaux aspects abordés dans cette thèse, les résultats et enseignements que nous pouvons tirer, sont les suivants :

- ***L'effet de la configuration de renforcement et du taux de renfort sur le comportement en cisaillement des murs en maçonnerie :***

Les murs renforcés se sont rompus en majorité par cisaillement sous traction diagonale, pour une force appliquée correspondant à leur capacité de résistance horizontale maximale. Un délaminage plus ou moins progressif du composite a accompagné la rupture. Dans le cas du mur non renforcé, un glissement des joints significatif a accompagné cette rupture.

Le renforcement par composite mortier textile a donc contribué à l'homogénéité du comportement des murs renforcés, traduite par un mode de rupture similaire, malgré la variabilité probable des murs sans renfort.

Alors que les rigidités sont proches, il y a globalement un écart significatif dans la résistance au cisaillement avec un gain significatif apporté par le composite de renfort. Dans la phase post-pic, la plupart des murs présentent un comportement similaire avec des amplitudes et une ductilité différentes. Le renfort rajoute un confinement supplémentaire qui augmente le frottement dans les zones horizontales des fissures lorsque celles-ci sont partiellement présentes.

L'augmentation du ratio de renforcement augmente non seulement la résistance mais aussi la ductilité et, en accord avec les résultats des essais de traction directe sur les composites, le mur renforcé par deux couches de textile présente une ouverture de fissure diagonale plus faible, ce qui se traduit par une force de stabilisation plus élevée après le pic. Il est intéressant de noter que le comportement des murs est très similaire que le composite de renfort soit disposé en totalité sur une seule face du mur, ou distribué à part égale sur les deux faces. Ce résultat est important quant à l'accessibilité des faces ou à l'esthétique à préserver sur un bâtiment historique.

La disposition du renfort sur deux bandes diagonales a montré une très bonne efficacité en termes de résistance maximale, mais une ductilité post-pic très limitée, laquelle a par contre été largement favorisée par une disposition du renfort sur toute la surface.

➔ Si l'on recherche la résistance, il est préférable de renforcer les diagonales et, si l'on recherche la ductilité, il est préférable de renforcer l'ensemble de la surface.

- ***L'effet de l'orientation des fils, de la taille des mailles et de la chaux de renfort sur l'efficacité du renforcement et de la réparation des murs en maçonnerie :***

La résistance au cisaillement n'est pas influencée par la taille des mailles, qui a en revanche un effet sur la ductilité post-pic du mur renforcé.

Une faible dimension de maille entraîne un délaminage total du renfort, du fait de la multitude de connections entre le renfort et le mur, chacune de faible résistance au cisaillement, qui favorise ainsi le cisaillement de bloc. Une dimension importante de maille favorise au contraire un bon ancrage du textile et procure un délaminage partiel limité au voisinage de la fissure.

De façon similaire, un tissage multidirectionnel du textile (de type EQ) permet de ponter les fissures dès qu'elles se forment et quelle que soit leur orientation. Dès lors que la taille des mailles est suffisante, l'ancrage du textile est efficace et une ductilité post-pic significative s'ensuit.

Les propriétés de la chaux de renfort sont décisives à la fois sur la capacité de résistance du mur renforcé et sur son comportement post-pic. Ainsi, dans le cas d'un textile à grande efficacité (de type EQ), l'augmentation de résistance en traction couplée à une adhérence accrue de la chaux, permet d'étendre la phase élastique de comportement du mur avec le chargement, et d'accroître sa capacité de résistance ainsi que le déplacement au pic. A contrario, la chute de résistance post-pic est plus brutale.

Il est possible de réparer un mur pré fissuré avec les TRM. Les résultats ont montré que la résistance au cisaillement, la ductilité et la dissipation d'énergie d'un mur réparé sont plus élevés que ceux d'un mur non endommagé et non renforcé.

➔ De cette analyse, il ressort que deux facteurs clés du renforcement ont le potentiel d'améliorer considérablement les performances des structures en maçonnerie dans les zones sismiques. Ces facteurs sont une dimension de maille adéquate, ainsi qu'une disposition multidirectionnelle des fils du textile. Cette disposition permet à

la fois un pontage efficace des fissures naissantes et un meilleur ancrage dans toutes les zones saines restantes pendant la charge. La qualité de la chaux de renfort, en termes de capacité d'adhérence et de rigidité, est un contributeur secondaire aux performances.

- ***Le développement d'une approche numérique de simulation du comportement des murs, complémentaire aux essais expérimentaux, et susceptible d'aider l'ingénieur dans sa conception du renfort.***

Le choix du modèle ENDO3D pour la modélisation du comportement des matériaux constitutifs (brique, chaux de construction ou de renfort) a été guidé par sa capacité de prendre en compte de l'endommagement pré-pic et post-pic de ces matériaux et le confinement en compression/cisaillement par le critère de Drucker-Prager.

Après le choix du modèle, la stratégie numérique a été développée en deux étapes : la première consistant à estimer les paramètres du modèle pour les matériaux sur la base d'essais en compression et traction par flexion sur les matériaux, la seconde consistant à injecter ces paramètres dans la modélisation du mur dans son ensemble.

Nous avons opté pour une hypothèse d'adhérence parfaite à l'interface brique / mortier de chaux. Une autre solution aurait été d'utiliser des éléments d'interface à comportement de Mohr-Coulomb. La complexité des essais requis pour estimer les paramètres d'un modèle Mohr-Coulomb, de même que celles liées à son implantation numérique, nous ont conduite à privilégier la première hypothèse. Il nous a fallu donc ajuster à nouveau les paramètres de la chaux, pour approcher le comportement réel de l'interface et du mur dans son ensemble, afin que la rupture de la chaux corresponde à celle de l'interface.

Le modèle a permis d'obtenir un comportement global assez similaire à celui du mur testé expérimentalement. Il a aussi été possible de reproduire le mode de rupture du mur non renforcé (rupture par fissuration diagonale), en associant la traction dans les briques et le cisaillement dans les joints horizontaux.

Le renforcement TRM sur Cast3m a permis d'améliorer les performances du mur non renforcé, en augmentant la force au pic et la ductilité dans son comportement. Il était cependant difficile de reproduire le comportement post-pic principalement dû au confinement associé au frottement dans les joints horizontaux. En effet, pour reproduire

ce comportement il aurait fallu avoir des fissures horizontales, ce qui n'était pas le cas du mur qui a été modélisé.

Notre travail a permis de constituer une base de données originale de résultats d'essais de cisaillement (en poussée progressive jusqu'à la rupture ou en cyclique) sur des murs en maçonnerie renforcés ou réparés par des TRM, pour plusieurs configurations de renforcement, taux de renfort, tailles des mailles, orientation des fils ou la nature de la chaux. Nous avons couplé à notre vaste campagne expérimentale une première modélisation du mur avec ou sans renfort, sous chargement quasi-statique jusqu'à la rupture en compression-cisaillement. Sur la base de ces travaux, nous pouvons dessiner les perspectives suivantes.

Les perspectives pour l'expérimentation :

- Diversification du textile de renfort. D'autres types de textiles pourraient être étudiés, qui semblent pertinents pour la maçonnerie, comme le Basalte, le Lin ou les textiles en Aramide.
- Niveau de dégradation avant réparation. Il serait intéressant d'étudier jusqu'à quel niveau de dommage les bâtiments existants pourraient être réparés.
- Caractérisation plus précise du comportement de l'interface brique / mortier.
- Caractérisation étendue des propriétés des matériaux.
- Réalisation d'un plus grand nombre d'essais de compression ou de traction par flexion qui permettrait d'avoir une meilleure représentativité des propriétés.

Les perspectives pour la modélisation :

- Ajout d'un élément d'interface de Mohr Coulomb pour reproduire une fissure passant par l'interface et non pas par le joint de mortier permettrait d'aboutir à un modèle plus fidèle à l'expérimentation.
- Passage à une modélisation des essais cycliques. Il serait intéressant de réaliser une modélisation des murs testés sous chargement cyclique afin de les comparer aux essais expérimentaux.
- Amélioration de l'ajustement des paramètres. Il serait nécessaire d'utiliser des algorithmes spécifiques d'ajustement de type Levenberg-Marquardt.
- Choix d'un modèle plus réaliste pour le textile. Il serait intéressant de voir l'effet d'un modèle plastique ou endommageable pour le textile sur le comportement du TRM.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] M. B. Dan, R. Přikryl, and Á. Török, Eds., *Materials, Technologies and Practice in Historic Heritage Structures*. Dordrecht: Springer Netherlands, 2010. doi: 10.1007/978-90-481-2684-2.
- [2] G. Marcari, D. V. Oliveira, G. Fabbrocino, and P. B. Lourenço, “Shear capacity assessment of tuff panels strengthened with FRP diagonal layout,” *Composites Part B: Engineering*, vol. 42, no. 7, pp. 1956–1965, Oct. 2011, doi: 10.1016/j.compositesb.2011.05.031.
- [3] F. M. Mukhtar and R. M. Faysal, “A review of test methods for studying the FRP-concrete interfacial bond behavior,” *Construction and Building Materials*, vol. 169, pp. 877–887, Apr. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.163.
- [4] Z. Al-Jaberi, J. Myers, and M. ElGawady, “Out-of-Plane Flexural Behavior of Reinforced Masonry Walls Strengthened With Near-Surface-Mounted Fiber-Reinforced Polymer,” *ACI Structural Journal*, vol. 115, Jul. 2018, doi: 10.14359/51702227.
- [5] N. Reboul, Z. Mesticou, A. Si Larbi, and E. Ferrier, “Experimental study of the in-plane cyclic behaviour of masonry walls strengthened by composite materials,” *Construction and Building Materials*, vol. 164, pp. 70–83, Mar. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.12.215.
- [6] L. A. S. Kouris and T. C. Triantafillou, “State-of-the-art on strengthening of masonry structures with textile reinforced mortar (TRM),” *Construction and Building Materials*, vol. 188, pp. 1221–1233, Nov. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.08.039.
- [7] S. A. Babatunde, “Review of strengthening techniques for masonry using fiber reinforced polymers,” *Composite Structures*, vol. 161, pp. 246–255, Feb. 2017, doi: 10.1016/j.compstruct.2016.10.132.
- [8] C. G. Papanicolaou, T. C. Triantafillou, K. Karlos, and M. Papathanasiou, “Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading,” *Mater Struct*, vol. 40, no. 10, pp. 1081–1097, Oct. 2007, doi: 10.1617/s11527-006-9207-8.
- [9] C. G. Papanicolaou, T. C. Triantafillou, M. Papathanasiou, and K. Karlos, “Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading,” *Mater Struct*, vol. 41, no. 1, pp. 143–157, Nov. 2007, doi: 10.1617/s11527-007-9226-0.
- [10] O. Remy and J. Wastiels, “Development of impregnation technique for glass fibre mats to process textile reinforced cementitious composites,” *Plastics, Rubber and Composites*, vol. 39, no. 3–5, pp. 195–199, Jun. 2010, doi: 10.1179/174328910X12647080902376.
- [11] “Thin and Strong Concrete Composites with Glass Textile Reinforcement: Modeling the Tensile Response,” in *SP-250: Textile-Reinforced Concrete*, American Concrete Institute, 2008. doi: 10.14359/20145.
- [12] G. Castori, M. Corradi, and E. Sperazini, “Full size testing and detailed micro-modeling of the in-plane behavior of FRCM-reinforced masonry,” *Construction and Building Materials*, vol. 299, p. 124276, Sep. 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.124276.
- [13] G. Ferrara, C. Caggegi, E. Martinelli, and A. Gabor, “Shear capacity of masonry walls externally strengthened using Flax-TRM composite systems: experimental tests and comparative assessment,” *Construction and Building Materials*, vol. 261, p. 120490, Nov. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120490.
- [14] Domede, N., “Méthode de requalification des ponts en maçonnerie,” Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, Toulouse, 2006.

- [15] “Histoire. Juin 1875 : une crue historique de la Garonne et 208 morts à Toulouse,” actu.fr. Accessed: Sep. 30, 2023. [Online]. Available: https://actu.fr/occitanie/toulouse_31555/histoire-juin-%e2%80%af1875-une-crue-historique-de-la-garonne-et-208-morts-a-toulouse_3606962.html
- [16] Sandrine Banessy and Jean-Jacques Germain, “La brique toulousaine,” Toulouse et la brique. [Online]. Available: <https://toulouse-brique.com/brique.html>
- [17] Negre, Valérie, *Matériaux et construction dans l’architecture civile du midi toulousain, 1770 – 1914*. Direction technique de l’ANAH, 1996.
- [18] Stablon, T., “Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie,” Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier-Toulouse 3, Toulouse, 2011.
- [19] Turath Gharib, “Renforcement des structures historiques en maçonnerie par matériaux composites : application aux murs en pierres calcaires,” Thèse de doctorat, L’université Claude Bernard– LYON 1, Lyon, 2015.
- [20] R. Ramirez, B. Ghiassi, P. Pineda, and P. B. Lourenço, “Experimental characterization of moisture transport in brick masonry with natural hydraulic lime mortar,” *Building and Environment*, vol. 205, p. 108256, Nov. 2021, doi: 10.1016/j.buildenv.2021.108256.
- [21] Vincent Thiéry (Mines Douai), Carole Portillo (Mines Douai), Didier Nectoux (Mines ParisTech), Laurent Clerc (Mines Alès), and Claude Ghilardi (Mines Alès), “Chaux et plâtres,” Procédés de traitement et de valorisation. [Online]. Available: http://ressources.unit.eu/cours/RMDI/RMDI6/co/grain3_4.html
- [22] S. Szabó, M. F. Funari, and P. B. Lourenço, “Masonry patterns’ influence on the damage assessment of URM walls: Current and future trends,” *Developments in the Built Environment*, vol. 13, p. 100119, Mar. 2023, doi: 10.1016/j.dibe.2023.100119.
- [23] A. P. Ferreira Pinto, B. Sena da Fonseca, and D. Vaz Silva, “Mechanical characterization of historical rubble stone masonry and its correlation with the masonry quality assessment,” *Construction and Building Materials*, vol. 281, p. 122168, Apr. 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.122168.
- [24] A. Rezaie, M. Godio, and K. Beyer, “Experimental investigation of strength, stiffness and drift capacity of rubble stone masonry walls,” *Construction and Building Materials*, vol. 251, p. 118972, Aug. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118972.
- [25] F. Vanin, D. Zaganelli, A. Penna, and K. Beyer, “Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature,” *Bull Earthquake Eng*, vol. 15, no. 12, pp. 5435–5479, Dec. 2017, doi: 10.1007/s10518-017-0188-5.
- [26] P. B. Lourenço and J. G. Rots, “Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures,” *J. Eng. Mech.*, vol. 123, no. 7, pp. 660–668, Jul. 1997, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660).
- [27] É. Boldireff, “Caractérisation des propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierre traditionnelle à murs massifs,” Ecole de Technologie Supérieure Université du Québec, 2018.
- [28] E. Garbin, N. Galati, A. Nanni, C. Modena, and M. R. Valluzzi, “Provisional Design Guidelines For The Strengthening Of Masonry Structures Subject To In-Plane Loading”.
- [29] E. Mustafaraj and Y. Yardim, “Review Of Strengthening Techniques And Mechanical Testing For Unreinforced Masonry,” *Matter: International Journal of Science and Technology*, vol. 3, pp. 33–50, Sep. 2017, doi: 10.20319/mijst.2017.32.3350.
- [30] R. Contamine, “Contribution à l’étude du comportement mécanique de composites textile-mortier: application à la réparation et/ou renforcement de poutres en béton armé vis-à-vis de l’effort tranchant,” Université Claude Bernard LYON 1, 2011.
- [31] B. Wafaei Baneh and K. W. B. Wafaei Baneh, “Review of the Methods for Strengthening and Retrofitting Cultural Heritage Structures,” *UKH J SCI ENG*, vol. 4, no. 6, pp. 45–56, Jun. 2020, doi: 10.25079/ukhjse.v4n1y2020.pp45-56.

- [32] “What is fiber reinforced polymer composites?” [Online]. Available: <https://swarbrickandswarbrick.com.au/construction/what-is-fiber-reinforced-polymer-composites/>
- [33] “REACH - Règlement concernant l’enregistrement, l’évaluation et l’autorisation des substances chimiques, ainsi que les restrictions applicables à ces substances | Safety and health at work EU-OSHA.” Accessed: Oct. 01, 2023. [Online]. Available: <https://osha.europa.eu/fr/themes/dangerous-substances/reach>
- [34] “Building with Textile Reinforced Concrete: Important properties and advantages.” [Online]. Available: <https://theconstructor.org/exclusive/textile-reinforced-concrete-features-properties-advantages/238838/>
- [35] W. Brameshuber and T. Brockmann, “Development and optimization of cementitious matrices for textile reinforced elements,” 2001. Accessed: Sep. 26, 2023. [Online]. Available: <https://www.semanticscholar.org/paper/Development-and-optimization-of-cementitious-for-Brameshuber-Brockmann/9a0d67947aeff43f6433910e507a0295788260da>
- [36] M. Hinzen and W. Brameshuber, “Improvement of Serviceability and Strength of Textile Reinforced Concrete by using Short Fibres,” Jun. 2009. Accessed: Sep. 26, 2023. [Online]. Available: <https://www.semanticscholar.org/paper/Improvement-of-Serviceability-and-Strength-of-by-Hinzen-Brameshuber/3adf39b08ae6a4b305483c9da2aa0082297758ec>
- [37] F. A. S. Alrshoudi, “Textile Reinforced Concrete: Design Methodology and Novel Reinforcement,” The University of Leeds School of Civil Engineering, 2015.
- [38] Z. Djamaï, “Contribution à la caractérisation multi-échelle de composites textile mortier à inertie thermique renforcée par des matériaux à changement de phase (composite MCP-TRC): application au bâtiment,” l’Ecole centrale de Lyon et l’Ecole Nationale d’Ingénieurs de Saint-Etienne, 2018.
- [39] D. Xing *et al.*, “What happens to glass fiber under extreme chemical conditions ?” *Journal of Non-Crystalline Solids*, vol. 548, p. 120331, Nov. 2020, doi: 10.1016/j.jnoncrysol.2020.120331.
- [40] J. Hegger and S. Voss, “Investigations on the bearing behaviour and application potential of textile reinforced concrete,” *Engineering Structures*, vol. 30, no. 7, pp. 2050–2056, Jul. 2008, doi: 10.1016/j.engstruct.2008.01.006.
- [41] J. Hegger, N. Will, O. Bruckermann, and S. Voss, “Load-bearing behaviour and simulation of textile reinforced concrete,” *Mater Struct*, vol. 39, no. 8, pp. 765–776, Oct. 2006, doi: 10.1617/s11527-005-9039-y.
- [42] Tarifa N., Djamaï Z., Duprat F., and Soula C., “Influence of Textile Reinforcement on Masonry Walls Subjected to In-Plane Loads,” *SJ*, vol. 120, no. 2, Mar. 2023, doi: 10.14359/51737143.
- [43] N. H. Dinh, S.-H. Park, and K.-K. Choi, “Tensile Characteristics of Carbon Fiber-Textile Reinforced Mortar with Aluminum Oxide Treated Anchorage Surfaces,” *Advanced Composite Materials*, vol. 29, no. 5, pp. 509–527, Sep. 2020, doi: 10.1080/09243046.2020.1752977.
- [44] S. De Santis and G. de Felice, “Tensile behaviour of mortar-based composites for externally bonded reinforcement systems,” *Composites Part B: Engineering*, vol. 68, pp. 401–413, Jan. 2015, doi: 10.1016/j.compositesb.2014.09.011.
- [45] S. De Santis, F. G. Carozzi, G. de Felice, and C. Poggi, “Test methods for Textile Reinforced Mortar systems,” *Composites Part B: Engineering*, vol. 127, pp. 121–132, Oct. 2017, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.03.016.
- [46] S. De Santis *et al.*, “Round Robin Test on tensile and bond behaviour of Steel Reinforced Grout systems,” *Composites Part B: Engineering*, vol. 127, pp. 100–120, Oct. 2017, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.03.052.

- [47] C. Caggegi *et al.*, “Experimental analysis on tensile and bond properties of PBO and aramid fabric reinforced cementitious matrix for strengthening masonry structures,” *Composites Part B: Engineering*, vol. 127, pp. 175–195, Oct. 2017, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.05.048.
- [48] M. Leone *et al.*, “Glass fabric reinforced cementitious matrix: Tensile properties and bond performance on masonry substrate,” *Composites Part B: Engineering*, vol. 127, pp. 196–214, Oct. 2017, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.06.028.
- [49] P. D. Askouni and C. G. Papanicolaou, “Experimental investigation of bond between glass textile reinforced mortar overlays and masonry: the effect of bond length,” *Mater Struct*, vol. 50, no. 2, p. 164, Apr. 2017, doi: 10.1617/s11527-017-1033-7.
- [50] V. Alecci, M. De Stefano, R. Luciano, L. Rovero, and G. Stipo, “Experimental Investigation on Bond Behavior of Cement-Matrix–Based Composites for Strengthening of Masonry Structures,” *J. Compos. Constr.*, vol. 20, no. 1, p. 04015041, Feb. 2016, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000598.
- [51] B. Banholzer, T. Brockmann, and W. Brameshuber, “Material and bonding characteristics for dimensioning and modelling of textile reinforced concrete (TRC) elements,” *Mater Struct*, vol. 39, no. 8, pp. 749–763, Oct. 2006, doi: 10.1617/s11527-006-9140-x.
- [52] T. L. Bui, “Contribution à l’étude de murs maçonnés renforcés par matériaux composites (FRP et TRC): application aux sollicitations dans le plan,” L’UNIVERSITE CLAUDE BERNARD LYON 1, 2014.
- [53] S. Cheng, S. Yin, and L. Jing, “Comparative experimental analysis on the in-plane shear performance of brick masonry walls strengthened with different fiber reinforced materials,” *Construction and Building Materials*, vol. 259, p. 120387, Oct. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120387.
- [54] ASTM International, “ASTM E 519 – 02 : Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages.” 2003.
- [55] L. Garcia-Ramonda, L. Pelà, P. Roca, and G. Camata, “Cyclic shear-compression testing of brick masonry walls repaired and retrofitted with basalt textile reinforced mortar,” *Composite Structures*, vol. 283, p. 115068, Dec. 2021, doi: 10.1016/j.compstruct.2021.115068.
- [56] B. Torres, S. Ivorra, F. Javier Baeza, L. Estevan, and B. Varona, “Textile reinforced mortars (TRM) for repairing and retrofitting masonry walls subjected to in-plane cyclic loads. An experimental approach,” *Engineering Structures*, vol. 231, p. 111742, Mar. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111742.
- [57] “Eurocode 6, Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures.”
- [58] Lourenço, P. B., “Computational strategies for masonry structures.,” Thèse de doctorat : genie civil., Delft : University of Technology, 1996.
- [59] Papa, E., “Damage and failure models. Computational modelling of masonry brickwork and blockwork structures.,” Saxe-Coburg Publications, 2001.
- [60] Sutcliffe, D. J., Yu, H. S., and Page, A. W., “Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls.,” *Computational Structure. Vol. 79*, pp. 1295–1312, 2001.
- [61] Cruz-Diaz, J. I., Sellier, A., Capra, B., Delmotte, P., Rivillon, P., and Mebarki, A., “Resistance of masonry infill walls to racking loading: Simplified model and experimental validation.,” *Masonry International*, vol. Vol. 15, n° 3, pp. 59–86, 2002.
- [62] Page, A. W., “Finite element model for masonry.,” *Journal of Structures. ASCE, 104 ST8*, pp. 1267–1285, 1978.
- [63] Lourenço, P. B. and Ramos, L. F., “Characterization of Cyclic Behaviour of Dry Masonry Joints.,” *Journal Structural Engineering. Vol. 130*, p. 779, 2004.
- [64] Frunzio, G., Monaco, M., and Gesualdo, A., “3D F.E.M. Analysis of a Roman Arch Bridge.,” *In Historical Constructions*, pp. 591–598, 2001.

- [65] Parent T., “Méthodologie de Diagnostic de Structures Maçonneries Anciennes,” Université Toulouse III Paul Sabatier, Toulouse, 2015.
- [66] Von Mises, R., “Mechanik der plastischen Formänderung von Kristallen.,” *ZAMM - Z. Für Angew. Math. Mech.* 8, pp. 161-185., doi: doi:10.1002/zamm.19280080302.
- [67] Sellier, A., “Anisotropic Damage and Visco-Elasto-Plasticity Applied to Multiphase Materials, FLUENDO3D Version 25-B,” LMDC, Université de Toulouse, INSA/UPS Génie Civil, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse cedex 04 France., Aug. 2018.
- [68] Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., and Bourbon, X., “Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. Part I: Constitutive laws.,” *Eng. Fract. Mech.* 97, pp. 148–167, 2013, doi: doi:10.1016/j.engfracmech.2012.10.012.
- [69] Kachanov, L., “Time of the rupture process under creep conditions.,” *Izv Akad Nauk SSR Otd Tech Nauk* 8, pp. 26–31, 1958.
- [70] Lemaitre and Chaboche, “Mécanique des Matériaux Solides,” DUNOD. ed. Paris, 1985.
- [71] Berto, L., Saetta, A., Scotta, R., and Vitaliani, R., “An orthotropic damage model for masonry structures,” *Int. J. Numer. Methods Eng.* 55, 2002, doi: doi:10.1002/nme.495.
- [72] Jefferson, A.D. and Bennett, T., “Micro-mechanical damage and rough crack closure in cementitious composite materials.,” *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 31, pp. 133–146, 2007, doi: doi:10.1002/nag.551.
- [73] Dahlblom, O. and Ottosen, N.S., “Smearred Crack Analysis Using Generalized Fictitious Crack Model.,” *J. Eng. Mech.* 116, pp. 55–76, 1990, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(1990)116:1(55).
- [74] Desmorat, R., Gatuingt, F., and Ragueneau, F., “Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials.,” *Eng. Fract. Mech.* 74, pp. 1539–1560, 2007, doi: doi:10.1016/j.engfracmech.2006.09.012.
- [75] Richard, B., Ragueneau, F., Cremona, C., and Adelaide, L., “Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading: Stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding.,” *Eng. Fract. Mech.* 77, pp. 1203–1223, 2010, doi: doi:10.1016/j.engfracmech.2010.02.010.
- [76] S. Verbruggen, D. G. Aggelis, T. Tysmans, and J. Wastiels, “Bending of beams externally reinforced with TRC and CFRP monitored by DIC and AE,” *Composite Structures*, vol. 112, pp. 113–121, Jun. 2014, doi: 10.1016/j.compstruct.2014.02.006.
- [77] AFNOR, “Eurocode 6: Design of masonry structures- Part 1-1: General rules for buildings- Rules for reinforces and unreinforced masonry.,” 1997
- [78] ASTM International, “ASTM C109/C109M-16a, Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50 mm] Cube Specimens),” 2016
- [79] “NF EN 12390-13” Accessed: Aug. 31, 2023. [Online]. Available: <https://www.boutique.afnor.org/fr-fr/norme/nf-en-1239013/essais-pour-beton-durci-partie-13-determination-du-module-secant-delasticite/fa195834/263917>
- [80] “<https://www.kast.de/en/>.”
- [81] “https://www.kilonewton.fr/correlation_images/vic_snap.html.”
- [82] A. Strauss *et al.*, “Shear Performance Mechanism Description Using Digital Image Correlation,” *Structural Engineering International*, vol. 28, no. 3, pp. 338–346, Jul. 2018, doi: 10.1080/10168664.2018.1458585.
- [83] M. Tekieli, S. De Santis, G. de Felice, A. Kwiecień, and F. Roscini, “Application of Digital Image Correlation to composite reinforcements testing,” *Composite Structures*, vol. 160, pp. 670–688, Jan. 2017, doi: 10.1016/j.compstruct.2016.10.096.
- [84] Correlated solutions, “VIC-3D,” Correlated solutions. [Online]. Available: <https://www.correlatedsolutions.com/vic-3d/>
- [85] G. Ferrara, E. Martinelli, C. Caggegi, and A. Gabor, “Recommendation of RILEM TC 232-TDT: Test methods and design of textile reinforced concrete: Uniaxial tensile test:

- Test method to determine the load bearing behavior of tensile specimens made of textile reinforced concrete.,” 2016
- [86] ASTM International, “ASTM E2126-19, Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings,” 2019
- [87] S. Ohno and D. J. Hannant, “Modeling the stress-strain response of continuous fiber reinforced cement composites,” *ACI Materials Journal*, vol. 91, pp. 306–312, May 1994.
- [88] I. Colombo, A. Magri, G. Zani, M. Colombo, and M. Prisco, “Erratum to: Textile Reinforced Concrete: experimental investigation on design parameters,” *Materials and Structures*, vol. 46, Nov. 2013, doi: 10.1617/s11527-013-0023-7.

Publications ou Conférences relatives au travail réalisé durant la thèse

Articles dans des revues

Tarifa, N., Djamai, Z.I., Duprat, F., Soula, C. (2023). Influence of Textile Reinforcement on Masonry Walls Subjected to In-Plane Loads. *ACI Structural Journal*, vol. 120, no. 2, Mar. 2023, doi: 10.14359/51737143

Tarifa, N., Djamai, Z.I., Duprat, F., Effect of TRM components on the mechanical behavior of historical masonry structures under cyclic loadings. En cours de reviewing.

Publication lors des conférences

Tarifa, N., Djamai, Z., Duprat, F., (2022). Comportement des murs en maçonnerie renforcés avec des composites TRM. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(1), 37-41. <https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.10>.

Tarifa, N. (2023). Renforcement des murs en maçonnerie avec des composites TRM. *Academic Journal of Civil Engineering*, 41(1), 606-613. <https://doi.org/10.26168/ajce.41.1.61>